

Universidade Federal de Santa Catarina

**CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO
ARMADO COM ESTRIBOS AUTOTRAVANTES**

Jackson Antonio Carelli

Florianópolis – SC, 2002

CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS AUTOTRAVANTES

JACKSON ANTONIO CARELLI

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD.).

Florianópolis – SC

2002

CARELLI, Jackson Antonio. **Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes**. Florianópolis, 2002. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto

Defesa: 06/09/2002

Neste trabalho estuda-se o comportamento de uma armadura não convencional de combate ao [cisalhamento] em vigas de concreto armado, denominada [estribo autotravante], com conformação geométrica diferente do [estribo] convencional. Este estribo autotravante permite a fixação das armaduras longitudinais sem a necessidade de amarração, o que faz diminuir o tempo de execução das armaduras, sem prejudicar a rigidez necessária ao manuseio do conjunto.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FOLHA DE APROVAÇÃO

Dissertação defendida e aprovada em 06/09/2002 pela comissão examinadora

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD.) – Orientador - UFSC

Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do PPGEC - UFSC

Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio – UFSC

Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino – UFSC

Prof. Ibrahim Abd El Malik Sherata (PhD.) – UFRJ

Dedico este trabalho:

**Aos meus pais Pedro e Teresinha, pelo amor,
pela compreensão e pelo auxílio prestado em
todas as horas.**

À minha irmã Jhulis, pelo carinho.

**À Rubiana, pelo carinho, compreensão e
principalmente pela paciência ao longo
destes anos de espera.**

AGRADECIMENTOS

À Deus em primeiro lugar.

Ao Professor Roberto Caldas de Andrade Pinto, pela confiança e pela dedicação na orientação deste trabalho.

Ao Professor Ivo José Padaratz, pela atenção e auxílio quando do meu ingresso no Programa de Pós-Graduação.

Ao Professor Narbal Marcellino, pelo companheirismo, sugestões e discussões mantidas durante a fase experimental dos estudos.

À Professora Henriette Lebre La Rovere, pela ajuda na obtenção da bolsa de estudos.

À Professora Ângela do Valle, pelo auxílio prestado durante o estágio de docência e pelo companheirismo.

Ao Professor Ronaldo da Silva Ferreira, por disponibilizar seus equipamentos para utilização.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelos valiosos ensinamentos.

Ao Amigo e Professor Enori Carelli da UDESC-Joinville, pelo auxílio na elaboração do projeto de pesquisa necessário ao ingresso no PPGEC, e pela orientação no momento da escolha do curso de Pós-Graduação, sem a qual este trabalho não seria uma realidade.

Aos Colegas Eduardo Martins dos Reis, Otávio Cavalcante, Neilson Luiz Ribeiro Modro, Almir Barros da Silva Santos, Carlos Dion de Melo Teles e Carlos Alberto Sima, pela colaboração na realização deste trabalho.

Aos Amigos Adriano Passini, Elton de Souza e Ricardo de Carli, pela colaboração na realização dos ensaios.

Ao Engenheiro Edi Assini Júnior, pela preciosa contribuição na realização deste trabalho.

À Francisco Tomé Gomez Quezada, pelo auxílio prestado durante a realização dos estudos experimentais.

À Aline Moraes Pereira, Ismael Rodrigo Schneider, André Puel, João Batista Faber Fontanive e Paulo Celso Pamplona Silva Jr. pelo auxílio na realização dos ensaios.

Aos integrantes do Grupo Interdisciplinar de Estudos da Madeira, Andréa M. Frazon, Cherli M. Domighini, Grazielle Giombeli, Rubens C. G. Gomes, Rui M. T. Retagi, Ugo Mourão, Vitor C. Santos, e aos Engenheiros Alexandre Prazeres e Fábio Belmonte pelos auxílios prestados.

Ao Técnico Luís Henrique dos Santos por disponibilizar os equipamentos do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSC.

À CAPES pelo apoio financeiro, sem o qual este trabalho seria inviável.

À Coplas pelo fornecimento dos distanciadores plásticos.

À todos que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivo Geral	4
1.2 Objetivos Específicos	4
1.3 Apresentação do Trabalho	5
2 FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	6
2.1 Introdução	6
2.2 Comportamento Resistente de Vigas sem Armadura de Cisalhamento.....	8
2.2.1 Efeito de Arco	10
2.3 Comportamento Resistente de Vigas com Armadura de Cisalhamento	13
2.3.1 Analogia Clássica de Treliça.....	17
2.3.2 Analogia de Treliça Generalizada.....	22
2.3.3 Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores	25
2.3.4 Segurança Contra o Esmagamento da Diagonal Comprimida.....	27
2.4 Tipos de Ruptura por Força Cortante.....	29
2.4.1 Ruptura por Força Cortante-Tração	29
2.4.2 Ruptura por Força Cortante-Flexão	30
2.4.3 Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida	31
2.5 Propostas de Dimensionamento à Força Cortante	31
2.5.1 Proposta do Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001).....	31
2.5.2 Proposta do Código Modelo CEB-FIP (1990)	38
2.5.3 Proposta do ACI 318M (1995).....	41
2.6 Estudo Realizado Sobre Estribos Autotravantes.....	43

3	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	47
3.1	Primeira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes	47
3.1.1	Considerações Gerais	47
3.1.2	Dimensões e Armaduras das Vigas.....	48
3.1.3	Materiais.....	48
3.1.4	Execução das Vigas.....	49
3.1.5	Modelo e Procedimento de Ensaio.....	50
3.2	Segunda Etapa – Corpos de Prova Prismáticos.....	52
3.2.1	Considerações Gerais	52
3.2.2	Características dos Corpos e Prova	53
3.2.3	Materiais.....	56
3.2.4	Execução dos Corpos de Prova	56
3.2.5	Modelo e Procedimento de Ensaio.....	57
3.3	Terceira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes, Convencionais e sem Estribos.....	59
3.3.1	Considerações Gerais	59
3.3.2	Dimensões e Armaduras das Vigas.....	60
3.3.3	Materiais.....	62
3.3.4	Vigas Monitoradas com Extensômetros Elétricos	63
3.3.5	Execução das Vigas.....	67
3.3.6	Dimensões, Materiais e Execução da Viga VC4	69
3.3.7	Modelo e Procedimento de Ensaio.....	70
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	73
4.1	Primeira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes	73
4.1.1	Considerações Gerais	73
4.1.2	Carga e Modo de Ruína.....	73
4.1.3	Deslocamentos Verticais	76
4.1.4	Capacidade Resistente das Vigas Segundo Normas Nacionais e Internacionais	78
4.2	Segunda Etapa – Corpos de Prova Prismáticos.....	80
4.2.1	Ensaio Complementares	80
4.2.2	Modo e Carga de Ruína.....	81
4.3	Terceira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes, Convencionais e sem Estribos.....	89
4.3.1	Ensaio Complementares	89
4.3.2	Carga e Modo de Ruína das Vigas.....	92
4.3.3	Deslocamentos Verticais	97
4.3.4	Estribos Monitorados com Extensômetros Elétricos	105
4.3.5	Capacidade Resistente das Vigas Segundo Normas Nacionais e Internacionais	113

5	CONCLUSÕES GERAIS, SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS E CONSIDERAÇÕES QUANTO A UTILIZAÇÃO DE ESTRIBOS AUTOTRAVANTES.....	116
5.1	Conclusões Gerais	116
5.2	Sugestões para Novos Trabalhos	117
5.3	Considerações Quanto a Utilização de Estribos Autotravantes	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
	APÊNDICE I – CÁLCULOS DAS CAPACIDADES RESISTENTES DAS VIGAS ENSAIADAS SEGUNDO NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS	123
	APÊNDICE II – PLANILHAS COM DADOS COLETADOS DURANTE OS ENSAIOS DAS VIGAS	131

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Formatos de estribos autotravantes.....	2
Figura 1.2 – Alicates para fixação dos estribos.....	2
Figura 1.3 – Etapas da confecção do estribo.....	3
Figura 1.4 – Mesa para confecção do estribo.....	4
Figura 2.1 – Trajetórias das tensões principais - estádio I.....	7
Figura 2.2 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)	9
Figura 2.3 – Viga sem armadura de cisalhamento que atingiu a ruptura no momento da primeira fissura inclinada (Hanson, 1958).....	10
Figura 2.4 – Viga sem armadura de cisalhamento que atingiu a ruptura após a ocorrência da primeira fissura (Hanson, 1958).....	10
Figura 2.5 – Efeito da relação a/d na capacidade resistente de vigas sem armadura transversal (MacGregor, 1988).....	12
Figura 2.6 – Modelo de treliça para uma viga (Silva e Giongo, 2000).....	13
Figura 2.7 – Efeito de viga escorada ou arco atirantado (Leonhardt e Mönning, 1977).....	14
Figura 2.8 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)	16
Figura 2.9 – Distribuição idealizada das forças cortantes em uma viga com armadura de cisalhamento (Pendyala e Mendis, 2000).....	17
Figura 2.10 – Treliças com diagonais de tração simples (Leonhardt e Mönning, 1977).....	18
Figura 2.11 – Treliças em malha (Leonhardt e Mönning, 1977)	18
Figura 2.12 – Analogia clássica de treliça	18
Figura 2.13 – Analogia de treliça generalizada.....	23
Figura 2.14 – Analogia de treliça generalizada.....	26
Figura 2.15 – Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores.....	27
Figura 2.16 – Estado biaxial de tensões do concreto (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)	29
Figura 2.17 – Ruptura por força cortante-tração (Leonhardt e Mönning, 1977)	30

Figura 2.18 – Ruptura por força cortante-flexão.....	30
Figura 2.19 – Ruptura por esmagamento da biela comprimida (Leonhardt e Mönnig, 1977). 31	
Figura 2.20 - Detalhamento das armaduras das vigas com estribos convencionais (cotas em cm).....	44
Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras das vigas com estribos autotravantes (cotas em cm).....	44
Figura 2.22 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face frontal).....	45
Figura 2.23 – Diagramas carga-deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1.....	46
Figura 3.1 – Detalhamento das armaduras das vigas (cotas em cm)	48
Figura 3.2 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face de referência ou frontal)	51
Figura 3.3 – Detalhes das luvas e armaduras longitudinais	53
Figura 3.4 – Detalhe genérico dos corpos de prova.....	53
Figura 3.5 – Detalhe dos estribos autotravante (e) e convencional (d) e seus respectivos lados	54
Figura 3.6 – Formas e sistema de fixação dos estribos dos corpos de prova.....	55
Figura 3.7 – Esquema representativo do dispositivo auxiliar	58
Figura 3.8 – Conjunto dispositivo auxiliar-máquina hidráulica.....	59
Figura 3.9 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VC (cotas em cm).....	61
Figura 3.10 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VA (cotas em cm)	61
Figura 3.11 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VS (cotas em cm).....	61
Figura 3.12 – Detalhe do cobrimento das armaduras.....	62
Figura 3.13 – Detalhe dos espaçadores plásticos.....	62
Figura 3.14 – Locação dos extensômetros elétricos nos estribos E1, E2, E3 e E4.....	64
Figura 3.15 – Detalhe do posicionamento dos extensômetros em dois estribos genéricos.....	65
Figura 3.16 – Locação dos estribos monitorados nas vigas VA1 e VA2 (vista frontal ou face de referência).....	65
Figura 3.17 – Detalhes das ligações dos extensômetros elétricos.....	66
Figura 3.18 – Vista superior das formas das vigas.....	68
Figura 3.19 – Locação dos estribos monitorados em VC4 (vista frontal) e posicionamento dos extensômetros.....	70
Figura 3.20 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face de referência ou frontal).....	72
Figura 3.21 – Montagem do ensaio (vista frontal).....	72

Figura 4.1 – Medição dos ângulos das fissuras diagonais	74
Figura 4.2 – Configuração não deformada (e) e deformada (d) do estribo autotravante após a ruptura (retificação do estribo).....	75
Figura 4.3 – Diagramas carga-deslocamento viga V1	76
Figura 4.4 Diagrama carga-deslocamento centro do vão viga V2	77
Figura 4.5 – Diagramas carga-deslocamento viga V3	77
Figura 4.6 Diagramas carga-deslocamento meio do vão das vigas V1, V2, V3 e VPC2	78
Figura 4.7 – Ruptura tipo 1 (o concreto foi removido após a ruptura)	82
Figura 4.8 – Ruptura tipo 2	82
Figura 4.9 – Ruptura tipo 3 – detalhe do escorregamento de uma barra e ruptura da outra....	83
Figura 4.10 – Ruptura tipo 4	84
Figura 4.11– Cargas de ruptura médias e características dos grupos de corpos de prova	87
Figura 4.12 – Diagramas tensão-deformação das armaduras transversais.....	91
Figura 4.13 – Configurações não deformada (e) e deformada (d) do estribo autotravante após a ruptura (retificação do estribo)	93
Figura 4.14 – Ruptura dos estribos convencionais.....	93
Figura 4.15 – Fissuração das vigas do grupo VS no momento da ruptura.....	94
Figura 4.16 – Leitura dos ângulos das fissuras das vigas ensaiadas	95
Figura 4.17 – Cargas de ruína das vigas ensaiadas	95
Figura 4.18 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC2	97
Figura 4.19 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC3	98
Figura 4.20 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC4	98
Figura 4.21 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA1	99
Figura 4.22 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA2	99
Figura 4.23 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA3	100
Figura 4.24 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS1	100
Figura 4.25 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS2	101
Figura 4.26 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS3	101
Figura 4.27 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VC	102
Figura 4.28 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VA	103

Figura 4.29 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VS.....	103
Figura 4.30 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão de vigas dos grupos VC, VA e VS.....	104
Figura 4.31 – Diagramas carga-tensão no estribo E1 da viga VA1	106
Figura 4.32 – Detalhe da fissuração em E1 e posição dos extensômetros.....	106
Figura 4.33 – Diagramas carga-tensão no estribo E2 da viga VA1	107
Figura 4.34 – Detalhe da fissuração em E2 e posição dos extensômetros.....	107
Figura 4.35 – Diagramas carga-tensão no estribo E3 da viga VA2.....	108
Figura 4.36 – Detalhe da fissuração em E3 e posição dos extensômetros.....	108
Figura 4.37 – Diagramas carga-tensão no estribo E4 da viga VA2.....	109
Figura 4.38 – Detalhe da fissuração em E4 e posição dos extensômetros.....	109
Figura 4.39 – Diagramas carga-tensão no estribo E5 da viga VC4.....	110
Figura 4.40 – Detalhe da fissuração em E5 e posição dos extensômetros.....	110
Figura 4.41 – Diagramas carga-tensão no estribo E6 da viga VC4.....	111
Figura 4.42 – Detalhe da fissuração em E6 e posição dos extensômetros.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Cargas de ruptura das vigas ensaiadas por Pinto (2001).....	46
Tabela 3.1 – Proporções da mistura de concreto (por m ³)	49
Tabela 3.2 – Características dos corpo de prova.....	55
Tabela 3.3 – Proporções da mistura de concreto.....	56
Tabela 3.4 – Proporções da mistura de concreto (por m ³)	63
Tabela 3.5 – Proporções da mistura de concreto (por m ³)	69
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios da primeira etapa	74
Tabela 4.2 – Capacidade resistente das vigas ensaiadas.....	79
Tabela 4.3 – Resistência do concreto à compressão (aos 30 dias de idade)	80
Tabela 4.4 – Resultado dos ensaios de tração no aço	81
Tabela 4.5 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova.....	85
Tabela 4.6 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova.....	86
Tabela 4.7 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova.....	86
Tabela 4.8 – Resistência do concreto à compressão (aos 30 dias de idade)	90
Tabela 4.9 – Resistência à tração do concreto (aos 30 dias de idade).....	90
Tabela 4.10 – Resistência do concreto da viga VC4 à compressão (aos 09 dias de idade).....	90
Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura, resistência à compressão e ângulo das fissuras das vigas ensaiadas	94
Tabela 4.12 – Capacidade resistente das vigas ensaiadas.....	114
 Tabela II.1 - Resultados dos ensaios das vigas V1, V2 e V3 – Deslocamentos verticais.....	 132
Tabela II.2 - Resultados do ensaio da viga VA1 – Deslocamentos verticais.....	133
Tabela II.3 – Resultados do ensaio da viga VA1 – Tensões nos extensômetros.....	134
Tabela II.4 - Resultados do ensaio da viga VA2 – Deslocamentos verticais.....	135
Tabela II.5 – Resultados do ensaio da viga VA2 – Tensões nos extensômetros.....	136
Tabela II.6 – Resultados do ensaio da viga VA3 – Deslocamentos verticais.....	137

Tabela II.7 – Resultados do ensaio da viga VC2 – Deslocamentos verticais.....	138
Tabela II.8 – Resultados do ensaio da viga VC3 – Deslocamentos verticais.....	139
Tabela II.9 – Resultados do ensaio da viga VC4 – Deslocamentos verticais.....	140
Tabela II.10 – Resultados do ensaio da viga VC4 – Tensões nos extensômetros.....	140
Tabela II.11 – Resultados do ensaio da viga VS1 – Deslocamentos verticais.....	142
Tabela II.12 – Resultados do ensaio da viga VS2 – Deslocamentos verticais.....	143
Tabela II.13 – Resultados do ensaio da viga VS3 – Deslocamentos verticais.....	144

RESUMO

CARELLI, J. A. (2002). *Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes*. Florianópolis. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD).

Neste trabalho estuda-se o comportamento de uma armadura não convencional de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado, denominada estribo autotravante, com conformação geométrica diferente do estribo convencional. Este estribo autotravante permite a fixação das armaduras longitudinais sem a necessidade de amarração, o que faz diminuir o tempo de execução das armaduras, sem prejudicar a rigidez necessária ao manuseio do conjunto.

Inicialmente, elaborou-se uma revisão bibliográfica na qual é apresentado o comportamento de vigas de concreto armado sujeitas a esforço cortante. Também são apresentadas e discutidas algumas propostas de dimensionamento a esforço cortante sugeridas por normas nacionais e internacionais.

Na seqüência, apresenta-se um estudo experimental dividido em três etapas nas quais é avaliado o comportamento do estribo autotravante através de ensaios de flexão a quatro pontos em vigas e ensaios de arrancamento em corpos de prova prismáticos. Foram ensaiadas vigas com estribos convencionais, estribos autotravantes e sem estribos.

Os resultados experimentais obtidos indicam um desempenho inferior dos estribos autotravantes em relação aos convencionais, porém demonstram que existe uma tendência de melhora neste desempenho quando certas variáveis do estribo, como bitola da armadura longitudinal e resistência do concreto envolvente, são alteradas. Também é verificado um comportamento bem particular dos estribos autotravantes com relação ao modo de ruína.

Palavras chaves: cisalhamento, força cortante, estribos, estribos autotravantes.

ABSTRACT

CARELLI, J. A. (2002). *Shear Strength in Reinforced Concrete Beams with Self-locking Stirrups*. Florianópolis. Dissertation. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD).

In this research, the behavior of a non-conventional reinforcement to resist the shear forces in reinforced concrete beams is studied. This new reinforcement, designated self-locking stirrup, has a geometrical structure different from the one of conventional stirrups, allowing the placement of longitudinal reinforcement bars without the necessity of ties. Thus, the time of the reinforcement assembling is reduced without adversely affecting the stiffness required for its handling.

Initially, a bibliographic revision was elaborated where the behavior of reinforced concrete beams exposed to shear forces was presented. Some international codes of practice for shear strength are also presented and discussed.

In sequence, an experimental study divided in three stages is presented in which the behavior of reinforced concrete elements with self-locking stirrups is evaluated. Tension experiments of stirrups in prismatic elements and flexural tests in beams were performed, all of which in elements with conventional stirrups, self-locking stirrups and without stirrups.

The obtained experimental results indicate a lower performance of the self-locking stirrups when compared to conventional ones, however a better performance can be achieved with the change of some variables of the stirrup, such as the diameter of longitudinal reinforcement, concrete strength and others. A very peculiar behavior of the self-locking stirrups related to the rupture mode was also verified.

Key words: shear, shear strength, stirrups, self-locking stirrups.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, há uma preocupação cada vez mais acentuada em otimizar e encurtar o cronograma de uma obra civil a partir da mecanização da execução das etapas construtivas. A redução dos custos associada a uma menor utilização de mão de obra e a ganhos de produtividade justificam esta tendência da construção civil. Como consequência, a indústria vem produzindo freqüentemente novos produtos, novos equipamentos e desenvolvendo novas técnicas para construção civil. Entretanto, para que esta tendência não se traduza em uma redução de qualidade ou segurança, é imprescindível que estes novos materiais, equipamentos ou técnicas sejam avaliados e testados antes de suas implementações.

Dentro desta perspectiva, encontram-se os estribos denominados autotravantes que proporcionam uma considerável redução de tempo na execução das armaduras de vigas de concreto armado.

O estribo autotravante é um modelo de estribo que possui uma conformação geométrica diferente da retangular usual e pode assumir duas configurações distintas, conforme pode ser observado na Figura 1.1, que permitem a fixação da armadura longitudinal das vigas sem a necessidade de amarração adicional, oferecendo rigidez suficiente para manuseio do conjunto.

As armaduras longitudinais se encaixam sob pressão nas saliências existentes nos cantos eliminando a necessidade de amarração adicional. A geometria das saliências é pré-determinada de acordo com a armadura longitudinal. Assim, o estribo deverá ser produzido para uma configuração pré-definida de armaduras.

O estribo autotravante confere pressão somente a quatro barras longitudinais, quaisquer outras barras que por ventura sejam necessárias deverão ser fixadas ao conjunto de maneira convencional. Para a fixação das armaduras longitudinais ao estribo deve ser utilizado um alicate desenvolvido especificamente para este fim (Figura 1.2).

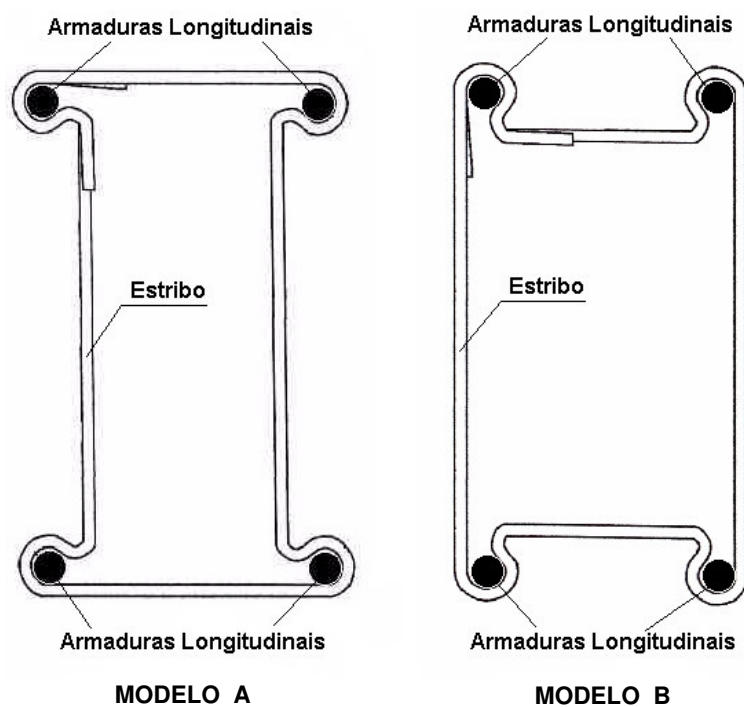


Figura 1.1 – Formatos de estribos autotravantes

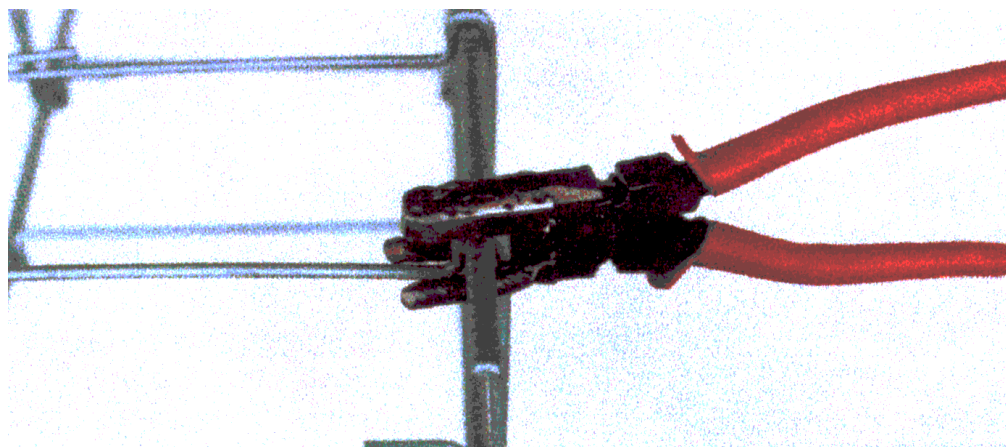


Figura 1.2 – Alicate para fixação dos estribos

A confecção dos estribos segue as etapas apresentadas na Figura 1.3, sendo estas etapas executadas com auxílio de uma mesa desenvolvida especificamente para este fim (Figura 1.4), onde um conjunto de pinos possibilita a uniformidade das dobras.

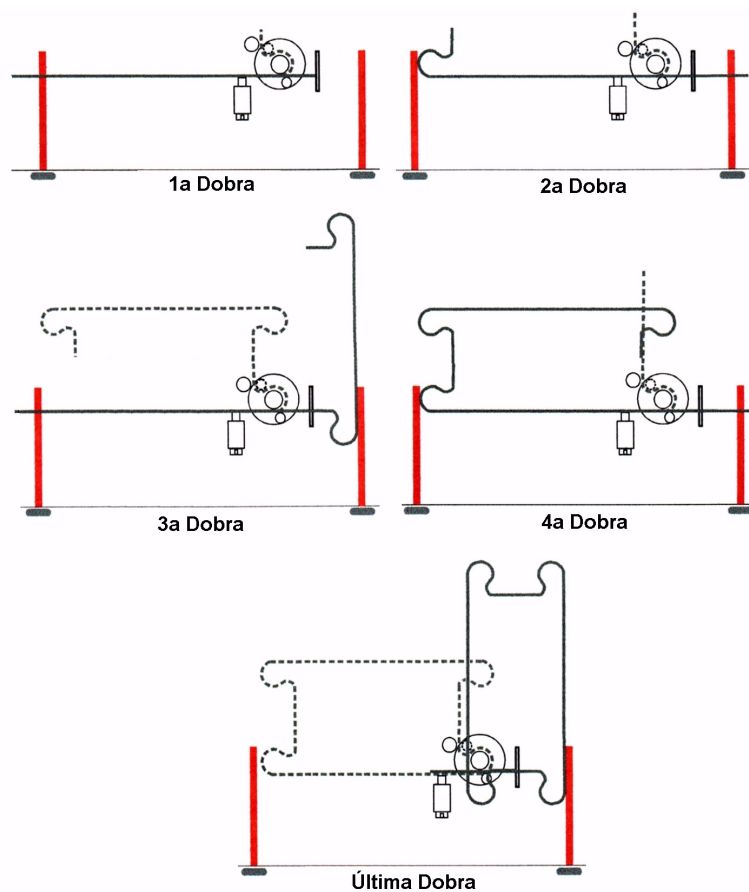


Figura 1.3 – Etapas da confecção do estribo

A mesa para confecção dos estribos e o alicate utilizado para fixação das armaduras longitudinais foram desenvolvidos e patenteados por Fischer Inovações Ltda, empresa da cidade de Pomerode, Santa Catarina.

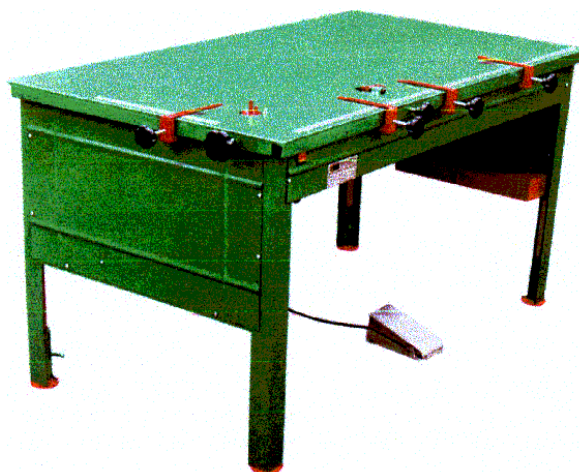


Figura 1.4 – Mesa para confecção do estribo

1.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado com armadura transversal de combate ao cisalhamento composta por estribos autotravantes.

1.2 Objetivos Específicos

Destacam-se os seguintes objetivos específicos:

- a) Realizar estudo experimental para avaliar o desempenho dos estribos autotravantes quando comparados com os estribos convencionais;
- b) Identificar, através de estudo experimental, o tipo de ruptura de elementos armados com estribos autotravantes;
- c) Comparar os resultados obtidos nos ensaios aos sugeridos por propostas nacionais e internacionais de dimensionamento.

1.3 Apresentação do Trabalho

Este trabalho será dividido em cinco capítulos, referências bibliográficas e dois apêndices.

Além do presente capítulo, apresenta-se, no capítulo 2, um levantamento dos estudos realizados sobre esforço cortante em vigas de concreto armado, desde a concepção do primeiro modelo de treliça até as proposições feitas atualmente por normas nacionais e internacionais.

No terceiro capítulo, apresentam-se os modelos utilizados nos estudos experimentais descrevendo-se as diversas etapas, os materiais utilizados e os ensaios realizados.

No quarto capítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos experimentalmente.

No quinto e último capítulo são apresentadas as conclusões, algumas propostas para trabalhos de pesquisas futuras e algumas considerações quanto a utilização dos estribos autotravantes, seguido pelas referências bibliográficas e dois apêndices, nos quais estão dispostos os cálculos realizados para a determinação das capacidades resistentes das vigas segundo normas nacionais e internacionais e as planilhas utilizadas para coleta dos dados nos ensaios das vigas.

2 FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 Introdução

O comportamento das estruturas de concreto armado pode ser dividido em três fases distintas. A primeira fase é quando as tensões de tração provenientes de um carregamento qualquer são inferiores à resistência à tração do concreto. Neste caso a estrutura não apresenta fissuras e diz-se que o concreto encontra-se no **Estádio I**. A segunda se dá quando as tensões de tração no concreto ultrapassam sua capacidade resistente e as primeiras fissuras aparecem, neste caso diz-se que a estrutura encontra-se no **Estádio II**. A terceira possibilidade é o **Estádio III**, quando um dos componentes da estrutura, aço ou concreto, ultrapassa o limite elástico de deformações, caracterizando desta forma o início da plastificação da estrutura.

Quando uma viga de concreto armado de um único vão é submetida a um carregamento progressivo, surgem momentos fletores e por consequência tensões normais de flexão variáveis com relação a altura da peça. Se há uma variação de momento fletor ao longo do eixo de uma estrutura, haverá a existência de forças cortantes, que por sua vez originam tensões de cisalhamento variáveis ao longo da altura da seção, dependendo da seção transversal da peça. Estas tensões normais de flexão e tensões de cisalhamento, compõem-se de tal forma a dar origem a um estado biaxial de tensões com tensões principais de tração e de compressão inclinadas (Figura 2.1) que podem ser analisadas segundo a resistência dos materiais.

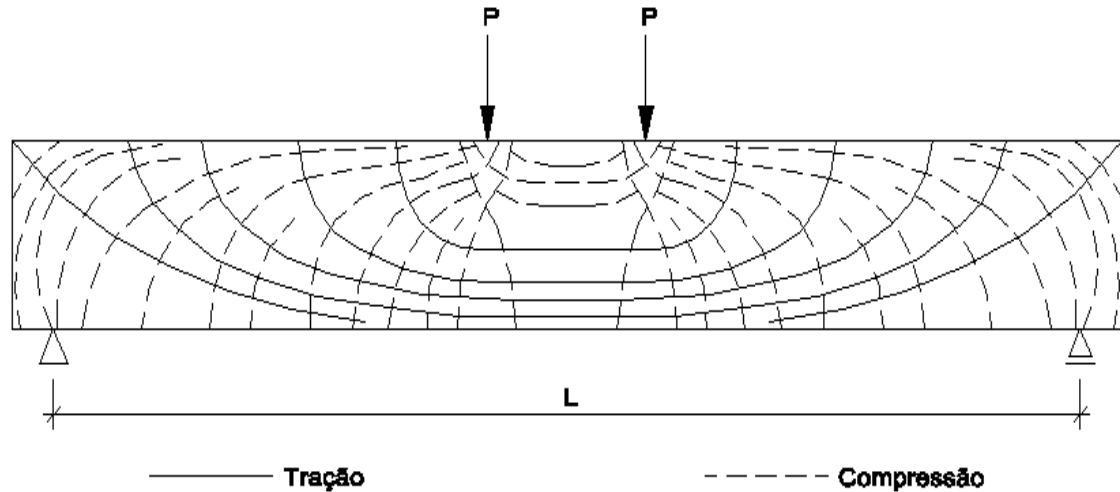


Figura 2.1 – Trajetórias das tensões principais - estágio I

Quando o carregamento atuante na viga passa a gerar tensões principais de tração na alma da seção superiores à resistência a tração do concreto, surgem as primeiras fissuras de cisalhamento (Estádio II) na direção preferencial das trajetórias de compressão e por consequência perpendiculares às trajetórias de tração. Este fato não impede que as tensões principais de compressão continuem atuando entre as fissuras, desde que as tensões de tração sejam absorvidas por armadura de cisalhamento conveniente, impedindo que as fissuras aumentem.

Segundo Rüsch (1981), em seções retangulares, as fissuras de cisalhamento podem ser originadas à partir de fissuras de flexão. Nestes casos, estas fissuras de flexão, assim que surgem, desencadeiam uma considerável redistribuição de tensões internas com consequências difíceis de calcular e que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento. Em virtude desta dificuldade surge a necessidade de se fazer uso de soluções mais simplificadas que serão apresentadas nos itens a seguir.

2.2 Comportamento Resistente de Vigas sem Armadura de Cisalhamento

Os estudos experimentais mostram que a capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares que será abordada neste item e outra resistida pela armadura transversal, a ser apresentada no item seguinte. Ou seja, uma viga, mesmo sem armadura transversal apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante.

De acordo com o Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), para estruturas de concreto armado submetidas a forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos esquemas capazes de transmitir esforços entre as seções como:

- *Efeito de Arco* – este mecanismo ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos e será apresentado e discutido mais amplamente no item 2.2.1;
- *Concreto não fissurado* – este mecanismo ocorre em elementos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada);
- *Engrenamento dos agregados* – este mecanismo ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da largura da fissura e da rugosidade das superfícies;
- *Efeito de pino* (dowel effect) – A armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura.

A Figura 2.2 mostra as várias componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco.

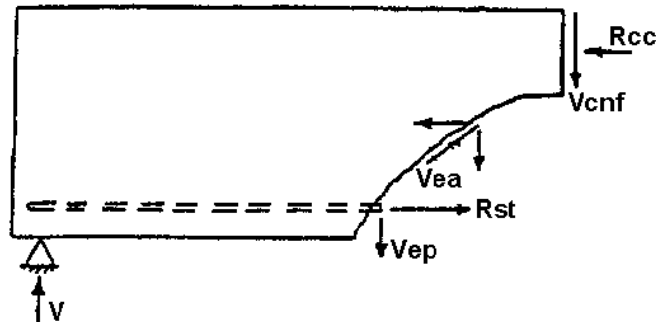


Figura 2.2 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)

Onde:

- R_{cc} - resultante de compressão do concreto (banzo comprimido);
- R_{st} - resultante de tração na armadura longitudinal (banzo tracionado);
- V - reação de apoio;
- V_{cnf} - contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao concreto não fissurado;
- V_{ea} - contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao engrenamento dos agregados;
- V_{ep} - contribuição para a resistência ao cisalhamento devido ao efeito de pino.

No entanto, não é teoricamente possível avaliar qual a contribuição individual de cada uma das parcelas componentes de V_c para a resistência final do concreto ao cisalhamento. Swamy e Andriopaulos e Taylor, citados por Pendyala e Mendis (2000), tentaram experimentalmente determinar a contribuição de cada um dos componentes da resistência ao cisalhamento do concreto. Este trabalho mostrou por exemplo, que onde a

resistência dos agregados é relativamente maior que a do concreto, as fissuras contornam os agregados criando uma superfície dentada (irregular) que destaca a componente de resistência ao cisalhamento do concreto devida ao engrenamento dos agregados. Ou seja, a parcela que compõe V_c referente ao engrenamento dos agregados varia muito em função das características dos materiais, o que torna difícil uma análise teórica do assunto.

Estudos realizados por Hanson (1958), mostram que vigas sem armadura de cisalhamento alcançaram a ruína logo após o aparecimento da primeira fissura inclinada (Figura 2.3), porém este comportamento não foi uma regra, pois outras vigas apresentaram capacidade de resistência após o aparecimento da primeira fissura inclinada (Figura 2.4).

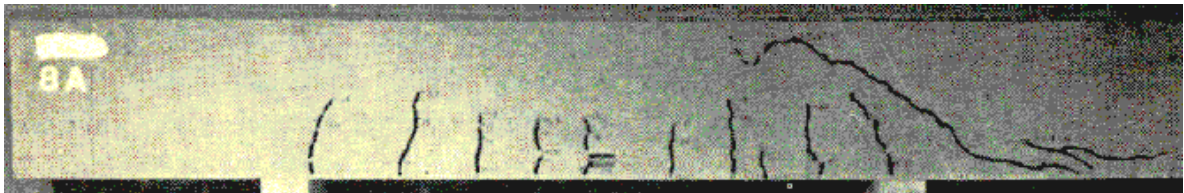


Figura 2.3 – Viga sem armadura de cisalhamento que atingiu a ruptura no momento da primeira fissura inclinada (Hanson, 1958)



Figura 2.4 – Viga sem armadura de cisalhamento que atingiu a ruptura após a ocorrência da primeira fissura (Hanson, 1958)

2.2.1 Efeito de Arco

Este efeito confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente e está presente principalmente nas vigas com vãos reduzidos (vigas curtas).

Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade deste efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga, onde a é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e d é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração como pode ser verificado na Figura 2.5a.

Segundo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras destroem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga.

Vigas que apresentam relação a/d entre 1 e 2,5, desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento. Este comportamento deve-se em parte ao efeito de arco. A ruptura final destas vigas ocorrerá por perda de aderência da armadura longitudinal, divisão da peça ou ruptura de pino ao longo da armadura longitudinal de tração, ou ainda, por esmagamento do concreto do banzo comprimido da viga.

Para vigas com a/d entre 2,5 e 6,5 a fissura inclinada causa um desequilíbrio na região em que surgiu e a ruptura ocorre nesta região. E para vigas com a/d acima de 6 predomina a ruptura por flexão.

O comportamento de uma viga bi-apoiada submetida a duas cargas concentradas em relação a variação do fator a/d descrito pelo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), está apresentado na Figura 2.5. Ou seja, o efeito de arco em vigas com a/d superior a 2,5 torna-se desprezível.

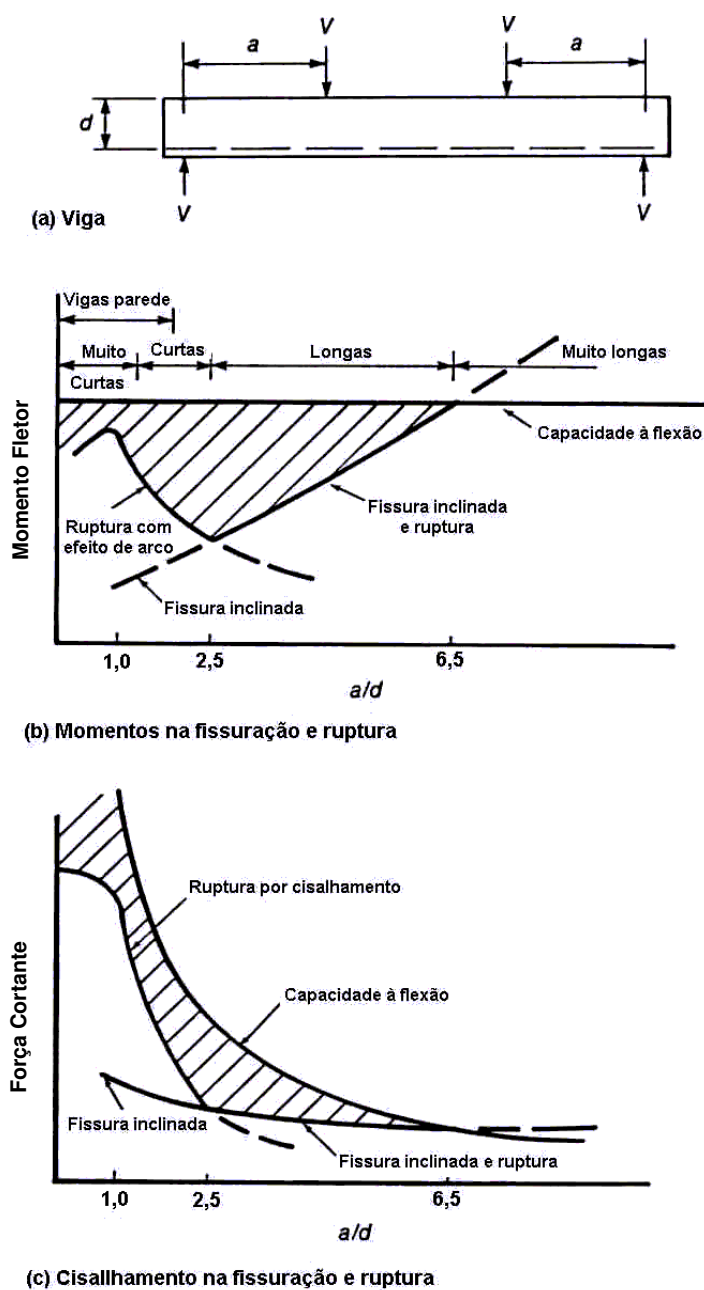


Figura 2.5 – Efeito da relação a/d na capacidade resistente de vigas sem armadura transversal (MacGregor, 1988)

Outras referências também propõem valores, como Leonhardt e Mönnig, 1977, por exemplo, que propõem que o efeito de arco seja desprezível quando a relação a/h for superior a 3,0, e onde h é a altura da viga.

2.3 Comportamento Resistente de Vigas com Armadura de Cisalhamento

Uma solução que descreve relativamente bem o comportamento de uma viga de concreto armado, principalmente nas últimas etapas do Estádio II, e que satisfaz as condições de equilíbrio é o modelo de treliça (Figura 2.6) inicialmente proposto por Ritter em 1899 e ampliado por Emil Mörsch já no início do século passado. No modelo proposto por Mörsch as barras da armadura de cisalhamento constituem as diagonais de tração e os prismas de concreto entre as fissuras de cisalhamento as diagonais de compressão ou bielas. Atualmente este modelo é designado por “analogia clássica da treliça” e foi baseado em três hipóteses:

- A treliça é isostática e possui banzos (tracionado e comprimido) paralelos;
- As bielas ou diagonais comprimidas têm uma inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça;
- A inclinação da armadura transversal pode variar entre 45° e 90° .

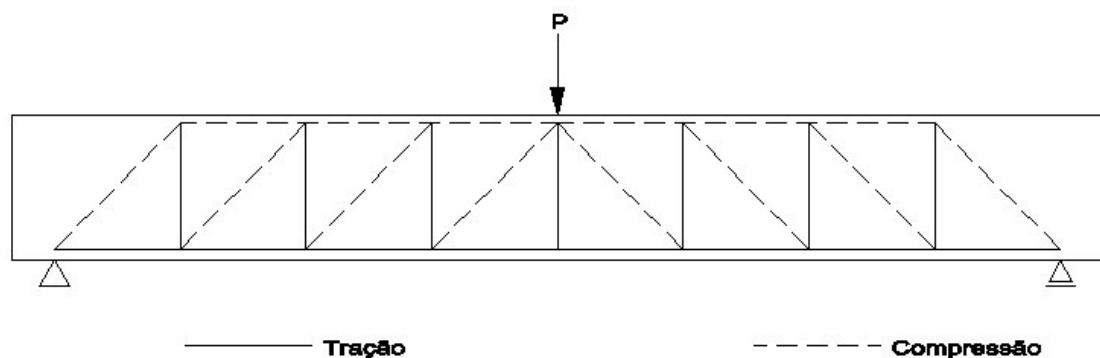


Figura 2.6 – Modelo de treliça para uma viga (Silva e Giongo, 2000)

Ensaio realizado por Leonhardt e Mönnig, 1977, mostraram que o dimensionamento realizado pelo modelo de analogia clássica de treliça conduz a armaduras

de cisalhamento exageradas. Segundo eles, as diferenças entre os valores teóricos e os valores experimentais ocorrem basicamente por dois motivos:

- Hiperestaticidade interna da treliça;
- As forças internas distribuem-se conforme a relação de rigidez de maneira a tornar mínimo o trabalho de deformação, portanto, quando as diagonais de compressão forem igualmente rígidas em relação ao banzo comprimido, como é o caso das seções retangulares, as forças de tração na alma diminuem. Neste caso as fissuras de cisalhamento projetam-se com uma inclinação inferior a 45° , chegando até 30° , e a força no banzo comprimido distribui-se em forma de arco (Figura 2.7), o que possibilita a absorção direta de uma parcela da força cortante.

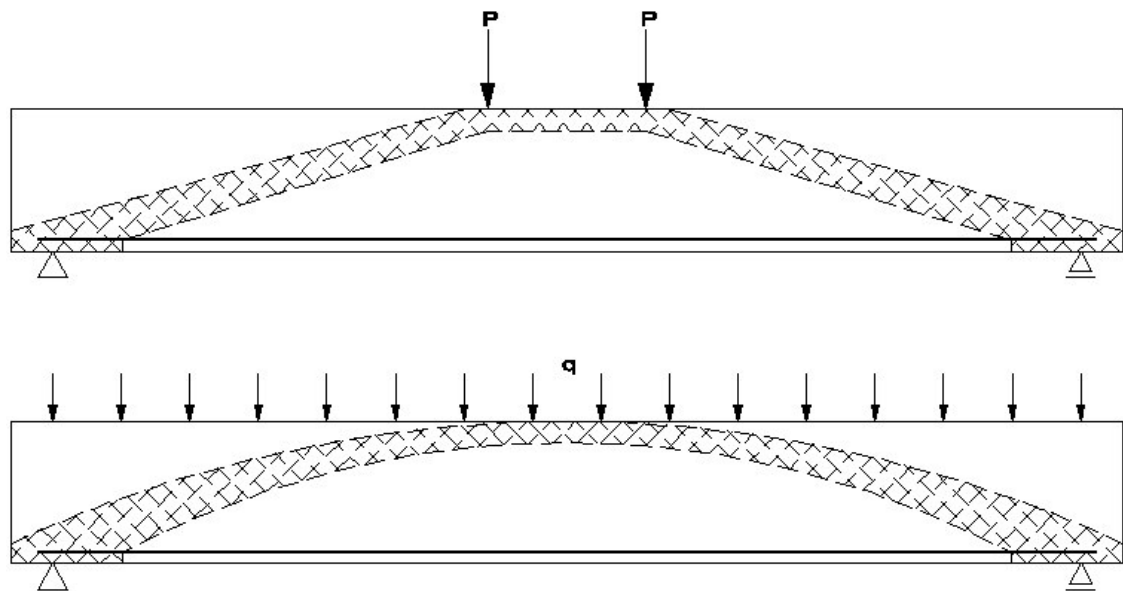


Figura 2.7 – Efeito de viga escorada ou arco atirantado (Leonhardt e Mönnig, 1977)

No caso de se trabalhar com seções onde a rigidez do banzo comprimido é superior a das diagonais de compressão, como é o caso das seções “T” e “I”, a força no banzo comprimido é pouco inclinada, fazendo com que as fissuras ocorram com inclinação de 45° aproximadamente. Ou seja, a relação entre rigidezes, que é influenciada pela largura da alma e também pelas taxas de armadura longitudinal e transversal, é decisiva para a redistribuição dos esforços internos.

Estes resultados mostraram a necessidade de um modelo que melhor interpretasse a realidade, surgindo então uma “analogia generalizada de treliça”, com banzo comprimido inclinado e bielas com inclinação menor ou igual a 45°, que conduz a menores taxas de armadura. Entretanto, deve-se tomar cuidado com a possibilidade de esmagamento da diagonal comprimida que passa por um acréscimo de tensões. Além disso, a resultante de compressão no concreto, inclinada nas proximidades dos apoios, faz diminuir o braço de alavanca com a armadura longitudinal de tração, aumentando a área desta última.

Desta forma, com os modelos de treliça é possível estimar qual o valor da capacidade resistente relativa a armadura transversal de uma viga.

Portanto, em uma viga de concreto provida de armadura de combate ao cisalhamento, a força cortante V resistida pela viga pode ser distribuída em duas parcelas, uma resistida pelo próprio concreto e seus mecanismos resistentes internos (V_c) e a outra resistida pela armadura de cisalhamento, ou estribos (V_{sw}).

A Figura 2.8 mostra as várias componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento em uma viga com estribos.

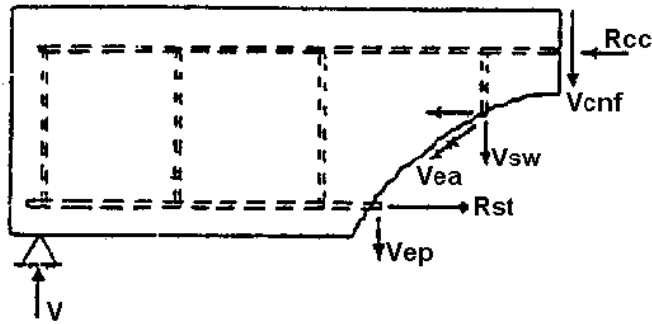


Figura 2.8 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)

Onde:

- V_{sw} - contribuição dos estribos para a resistência ao cisalhamento.

De acordo com o Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), no início do carregamento de uma viga, apenas uma pequena parcela da força cortante é absorvida pela armadura de cisalhamento, com a maior parte da força cortante sendo absorvida pelo concreto. Com a formação das fissuras diagonais, ocorre uma redistribuição das tensões de cisalhamento, a partir de então, uma pequena parcela do acréscimo de carregamento passa a ser absorvida pelo concreto e o restante pela armadura de cisalhamento.

A Figura 2.9 mostra o diagrama de distribuição das forças cortantes resistentes na seção de uma viga com armadura de cisalhamento onde são desprezadas as pequenas parcelas resistidas pelo aço antes da formação das fissuras inclinadas e pelo concreto depois de sua ocorrência. Portanto, neste diagrama é assumido que toda a força cortante é absorvida pelo concreto até a formação das fissuras diagonais. O aumento de carregamento além daquele que ocasionou a fissuração diagonal passa a ser absorvido integralmente pelos estribos, enquanto a contribuição do concreto se mantém constante. Este diagrama é um diagrama idealizado proposto por Pendyala e Mendis, 2000, e é baseado em um diagrama proposto pelo Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973).

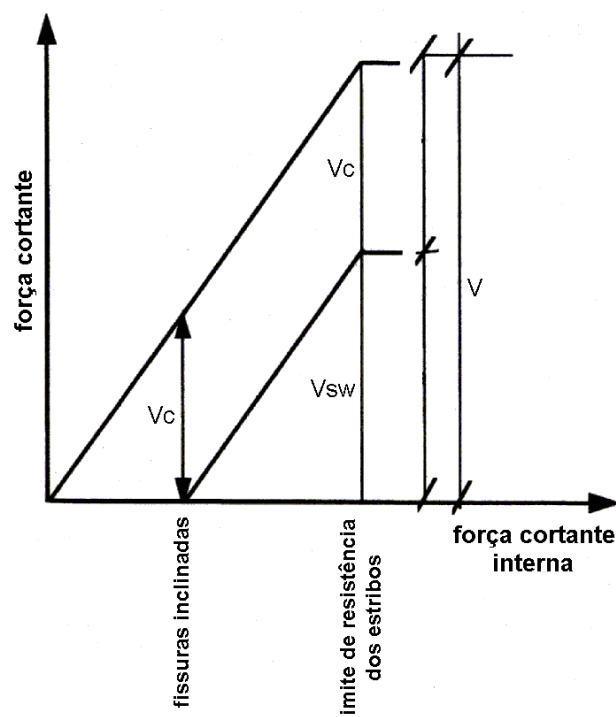


Figura 2.9 – Distribuição idealizada das forças cortantes em uma viga com armadura de cisalhamento (Pendyala e Mendis, 2000)

2.3.1 Analogia Clássica de Treliça

Segundo Leonhardt e Mönnig (1977), para a configuração da armadura de cisalhamento não é suficiente a consideração de uma treliça isostática com diagonais tracionadas simples, porque a grande distância entre as barras de tração poderia permitir o surgimento de fissuras não interceptadas por elas provocando a ruptura por força cortante (Figura 2.10). A analogia clássica de treliça baseia-se na superposição de várias treliças isostáticas de elementos simples com banzos paralelos, diagonais comprimidas com inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça, e diagonais tracionadas com inclinação qualquer entre 45° e 90° , que representam uma treliça em malha bem mais próxima da realidade e com alto grau de hiperestaticidade (Figura 2.11). O cálculo dos esforços e tensões na alma é realizado como em treliças com elementos simples.

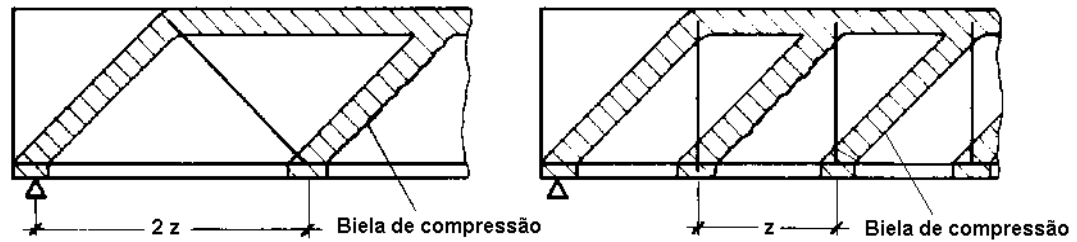


Figura 2.10 – Treliças com diagonais de tração simples (Leonhardt e Mönning, 1977)

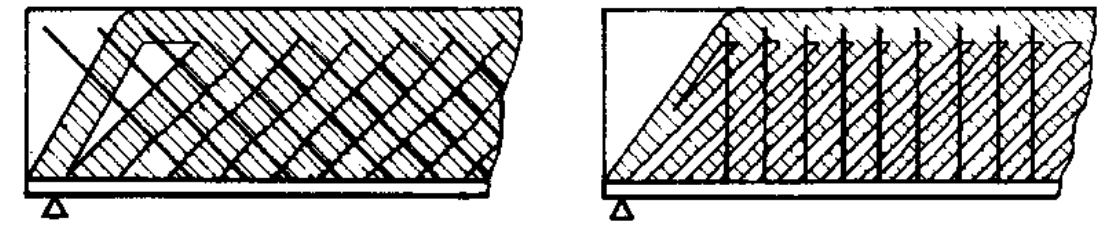


Figura 2.11 – Treliças em malha (Leonhardt e Mönning, 1977)

A Figura 2.12 mostra uma treliça de uma extremidade de viga na qual as diagonais tracionadas possuem uma inclinação qualquer entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da peça, as diagonais comprimidas possuem inclinação de 45° , os banzos tracionado e comprimido são paralelos e atua uma força cortante constante.

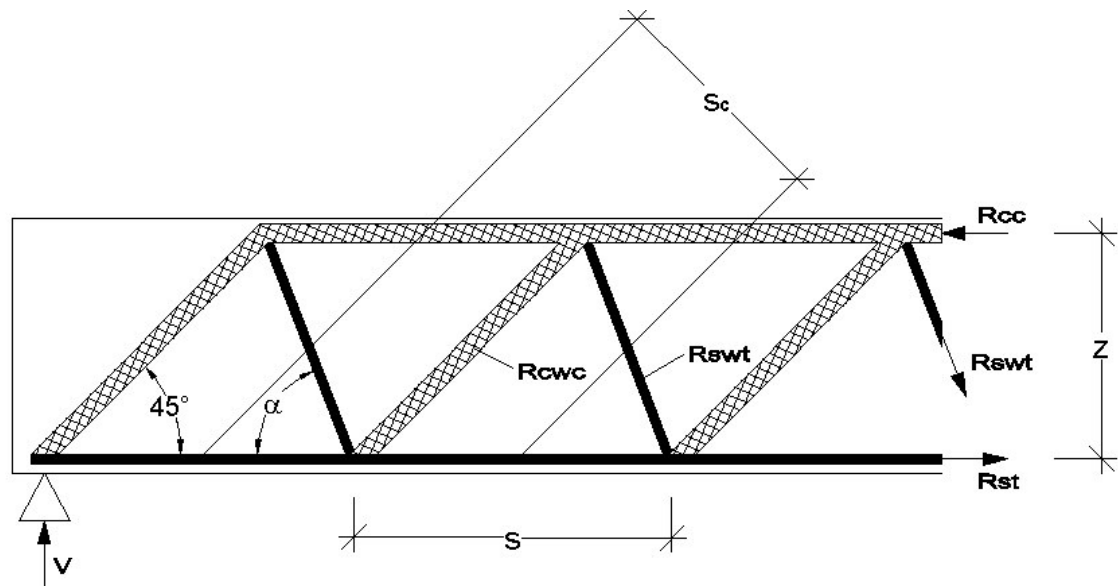


Figura 2.12 – Analogia clássica de treliça

Em que:

- R_{swt} – Força resultante nas diagonais tracionadas da treliça;
- R_{cwc} – Força resultante nas diagonais comprimidas da treliça;
- R_{cc} – Força resultante no banzo comprimido da treliça;
- R_{st} - Força resultante no banzo tracionado da treliça;
- V – Força cortante que atua na viga;
- z – Braço de alavanca do banzo tracionado da treliça;
- s – Espaçamento entre as diagonais tracionadas da treliça e região de influência de uma diagonal;
- s_c – Região de influência de uma diagonal comprimida;
- α - Ângulo de inclinação das diagonais tracionadas da treliça em relação ao eixo longitudinal da viga;

Se tomarmos a Figura 2.12 como exemplo, temos:

$$s = z \cdot (1 + \cot g \alpha) \quad (2.1)$$

Por um método qualquer de determinação de esforços em treliças pode ser determinado o valor de R_{swt} :

$$R_{swt} = \frac{V}{\sin \alpha} \quad (2.2)$$

Como R_{swt} refere-se ao comprimento s , para que se tenha um valor relativo, faz-se a divisão de R_{swt} por s para que seja determinado um esforço resultante por unidade de comprimento de viga:

$$R_{swt}' = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{V}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{z \cdot (1 + \cot g \alpha)} = \frac{V}{z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (2.3)$$

Onde:

- R_{swt}' – Força relativa por unidade de comprimento resultante nas diagonais tracionadas da treliça;

Também se sabe que:

$$R_{swt} = A_{sw} \cdot \sigma_{si} \quad (2.4)$$

Onde:

- A_{sw} – Área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
- σ_{si} – Tensão de tração no centro de gravidade da armadura.

Portanto:

$$R_{swt}' = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} \quad (2.5)$$

Substituindo (2.5) em (2.3) temos:

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} = \frac{V}{z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (2.6)$$

E então podemos determinar a tensão atuante na armadura de tração da alma:

$$\sigma_{si} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (2.7)$$

esta tensão “ σ_{si} ” no dimensionamento ao estado limite último (E.L.U.) alcança o valor “ f_{yd} ”.

Desta forma o dimensionamento da armadura transversal é dado a partir da expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{f_{yd} \cdot z \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (2.8)$$

Onde:

- f_{yd} – Resistência de escoamento do aço, valor de cálculo.

De forma semelhante, para as diagonais comprimidas temos:

$$s_c = \frac{s}{\sqrt{2}} \quad (2.9)$$

Também por qualquer método de determinação de esforços em treliças, encontra-se o valor de R_{cwc} :

$$R_{cwc} = V \cdot \sqrt{2} \quad (2.10)$$

Assim como R_{swt} refere-se ao comprimento s , R_{cwc} refere-se ao comprimento s_c e, portanto, para a obtenção de um valor relativo por unidade de comprimento de viga deve-se dividir R_{cwc} por s_c :

$$R_{cwc}' = \frac{R_{cwc}}{s_c} = V \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{\sqrt{2}}{s} = \frac{2 \cdot V}{z \cdot (1 + \cot g \alpha)} \quad (2.11)$$

Onde:

- R_{cwc}' - Força relativa por unidade de comprimento resultante nas diagonais comprimidas da treliça.

A partir desta expressão (2.11), para uma viga com largura b_w , pode-se determinar a tensão média no concreto:

$$\sigma_{cw} = \frac{R_{cwc}'}{b_w} = \frac{2 \cdot V}{b_w \cdot z \cdot (1 + \cot g \alpha)} \quad (2.12)$$

Onde:

- b_w – Largura (base) da diagonal comprimida;
- σ_{cw} – Tensão de compressão média na diagonal comprimida.

2.3.2 Analogia de Treliça Generalizada

De acordo com Rüsch (1981), com a ampliação da analogia clássica de treliça, o comportamento estrutural efetivo correspondente à treliça é atualmente considerado com banzo superior inclinado e com diagonais comprimidas menos inclinadas do que 45° , o que conduz a uma analogia de treliça generalizada. As inclinações dos elementos comprimidos são influenciadas pela taxa de armadura transversal.

Em função das possíveis variações das inclinações dos elementos comprimidos e da alta hiperstaticidade interna, essas treliças não são apropriadas para dimensionamento, mas são úteis para a concepção do comportamento estrutural. Entretanto, se for feita a consideração de uma treliça onde somente as diagonais comprimidas podem ter inclinações variáveis, mantendo-se paralelos os banzos tracionado e comprimido e realizando-se os cálculos como em treliças com elementos simples, assim como efetuado para o caso da analogia clássica de treliça, é possível determinar os esforços e tensões em suas diagonais.

A Figura 2.13 mostra uma treliça de uma extremidade de viga na qual as diagonais tracionadas possuem uma inclinação qualquer entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da peça, as diagonais comprimidas podem possuir inclinação inferior a 45° , os banzos tracionado e comprimido são considerados paralelos e atua uma força cortante constante.

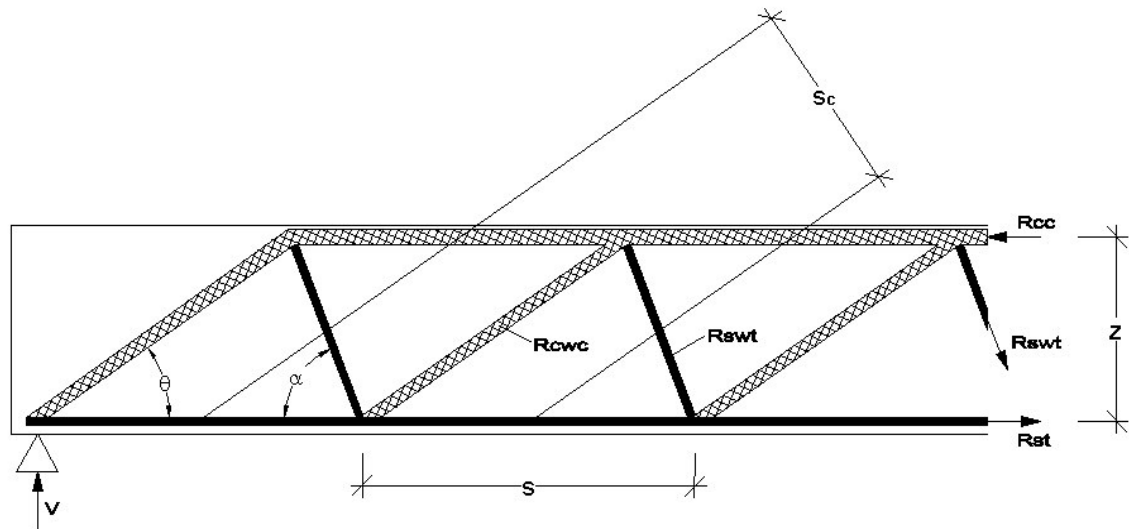


Figura 2.13 – Analogia de treliça generalizada

Onde:

- θ - Ângulo de inclinação das diagonais comprimidas da treliça em relação ao eixo longitudinal da viga.

Tomando-se a Figura 2.13 como exemplo, temos:

$$s = z \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (2.13)$$

Assim como na analogia clássica de treliça, por um método qualquer de determinação de esforços em treliças pode ser determinado o valor de R_{swt} :

$$R_{swt} = \frac{V}{\sin \alpha} \quad (2.14)$$

Como R_{swt} refere-se ao comprimento s , para que se tenha um valor relativo, faz-se a divisão de R_{swt} por s para que seja determinado um esforço resultante por unidade de comprimento de viga:

$$R_{swt}' = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{V}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{z \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta)} = \frac{V}{z \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sin \alpha} \quad (2.15)$$

Também se sabe que:

$$R_{swt} = A_{sw} \cdot \sigma_{si} \quad (2.16)$$

Portanto:

$$R_{swt}' = \frac{R_{swt}}{s} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} \quad (2.17)$$

Substituindo (2.17) em (2.15) temos:

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_{si}}{s} = \frac{V}{z \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sin \alpha} \quad (2.18)$$

E então podemos determinar a tensão atuante na armadura de tração da alma:

$$\sigma_{si} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sin \alpha} \quad (2.19)$$

esta tensão “ σ_{si} ”, assim como na analogia clássica de treliça, no dimensionamento ao estado limite último (E.L.U.) alcança o valor “ f_{yd} ”. Desta forma o dimensionamento da armadura transversal é dado a partir da expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{f_{yd} \cdot z \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \cdot \sin \alpha} \quad (2.20)$$

De forma semelhante, para as diagonais comprimidas temos:

$$s_c = s \cdot \text{sen}\theta \quad (2.21)$$

Também por qualquer método de determinação de esforços em treliças, encontra-se o valor de R_{cwc} :

$$R_{cwc} = \frac{V}{\text{sen}\theta} \quad (2.22)$$

Assim como R_{swt} refere-se ao comprimento s , R_{cwc} refere-se ao comprimento s_c e, portanto, para a obtenção de um valor relativo por unidade de comprimento de viga deve-se dividir R_{cwc} por s_c :

$$R_{cwc}' = \frac{R_{cwc}}{s_c} = \frac{V}{\text{sen}\theta} \cdot \frac{1}{s \cdot \text{sen}\theta} = \frac{V}{z \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (2.23)$$

A partir desta expressão (2.23), para uma viga com largura b_w , pode-se determinar a tensão média no concreto:

$$\sigma_{cw} = \frac{R_{cwc}'}{b_w} = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \text{sen}^2\theta} \quad (2.24)$$

2.3.3 Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores

A Figura 2.14 mostra uma treliça que segue o modelo generalizado, na qual passou-se uma seção de Ritter nos pontos indicados.

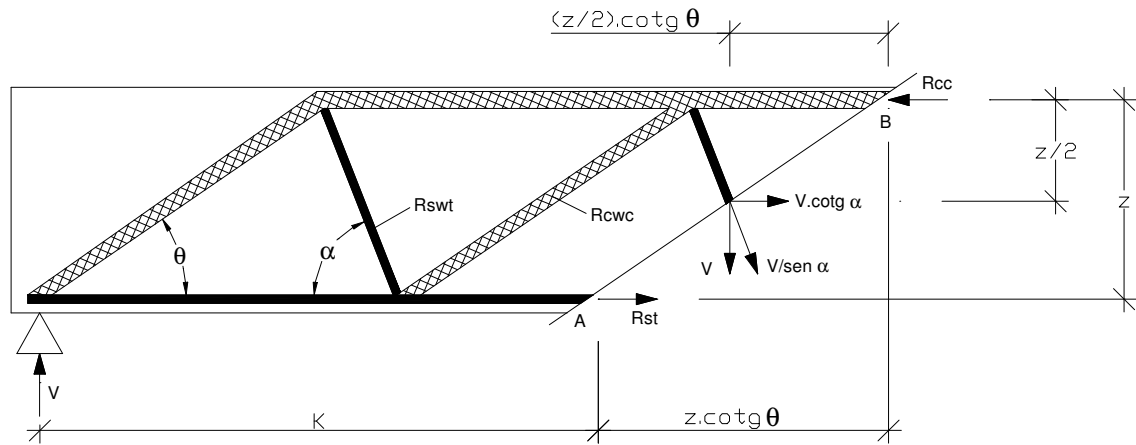


Figura 2.14 – Analogia de treliça generalizada

Pelo o cálculo à flexão considera-se que o momento atuante em uma seção qualquer seja equilibrado pelo binário formado por “ R_{st} e R_{cc} ” com braço de alavanca “ z ”. Desta forma, para uma seção que dista “ K ” do apoio tem-se:

$$V \cdot K = R_{st} \cdot z \quad (2.25)$$

Portanto:

$$R_{st} = \frac{V \cdot K}{z} \quad (2.26)$$

Porém, se uma análise do equilíbrio da seção da Figura 2.14 for realizada tem-se:

$$\sum M_B = 0 \quad (2.27)$$

$$V \cdot (K + z \cdot \cotg \theta) - R_{st} \cdot z - V \cdot \cotg \alpha \cdot \frac{z}{2} - V \cdot \frac{z}{2} \cdot \cotg \theta = 0 \quad (2.28)$$

donde obtém-se:

$$R_{st} = \frac{V}{z} \cdot \left[K + \frac{z}{2} (\cotg \theta - \cotg \alpha) \right] \quad (2.29)$$

considerando-se:

$$a_L = \frac{z}{2} (\cot g\theta - \cot g\alpha) \quad (2.30)$$

tem-se:

$$R_{st} = \frac{V}{z} \cdot (K + a_L) \quad (2.31)$$

Comparando-se as expressões (2.26) e (2.31) verifica-se que na realidade o esforço de tração na armadura longitudinal em uma seção que dista “K” do apoio é acrescido da parcela “ $V \cdot a_L / z$ ”.

Para que este acréscimo de força seja considerado basta deslocar horizontalmente o diagrama de momentos fletores de um valor “ a_L ” (expressão (2.30)), conforme mostra a Figura 2.15.

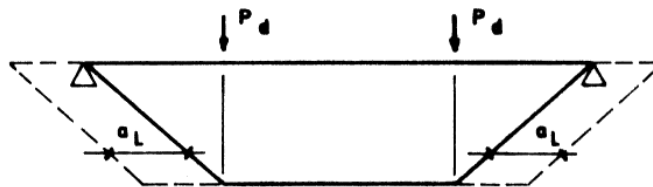


Figura 2.15 – Deslocamento do Diagrama de Momentos Fletores

2.3.4 Segurança Contra o Esmagamento da Diagonal Comprimida

Para que se possa garantir a segurança de um elemento do tipo viga quanto ao estado limite último por cisalhamento, não basta a determinação da quantidade de armadura transversal necessária, sendo também necessária uma verificação quanto a capacidade de resistir aos esforços de compressão da diagonal da treliça.

A equação (2.24) indica qual é a tensão de compressão média da diagonal comprimida para o caso da analogia de treliça generalizada (a analogia clássica é um caso particular desta). Para que a diagonal comprimida tenha segurança suficiente quanto ao esmagamento do concreto é preciso que a resistência do concreto supere a tensão solicitante da diagonal.

A diagonal comprimida de concreto está, no entanto, sujeita a um estado biaxial de tensões, pois há o cruzamento da diagonal comprimida com o banzo tracionado da peça. O Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), sugere o comportamento para o concreto submetido a um estado biaxial de tensões como ilustrado na Figura 2.16. De acordo com este comportamento, um elemento de concreto submetido a um estado biaxial de tensões composto por tensões principais de tração e compressão tem sua capacidade de resistência à compressão reduzida a medida em que as tensões de tração aumentam. No caso de um elemento sujeito a duas tensões principais de compressão a capacidade de resistência à compressão seria ampliada.

Partindo da equação (2.24) e considerando que a tensão de compressão máxima admissível para a diagonal comprimida (σ_{cw}) seja igual a resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}) multiplicada por um coeficiente de redução “ β ” devido ao estado biaxial de tensões a que está submetida a diagonal de compressão, pode-se dizer que a força cortante máxima que poderá atuar em uma viga sem que haja o risco de esmagamento da diagonal comprimida é dada por:

$$V = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin^2 \theta \quad (2.32)$$

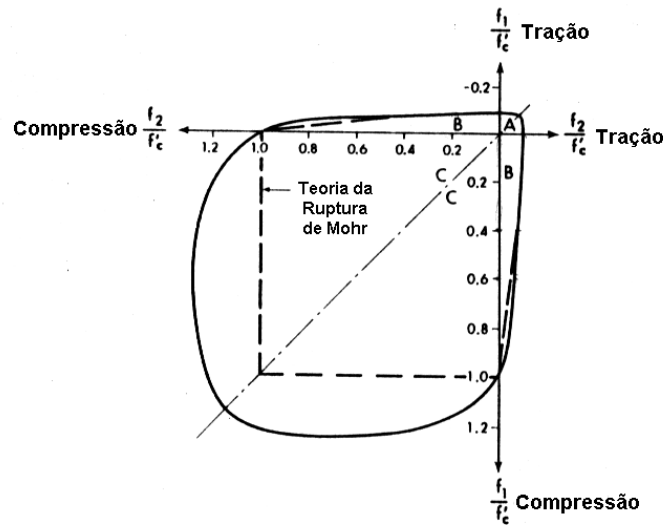


Figura 2.16 – Estado biaxial de tensões do concreto (Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973)

2.4 Tipos de Ruptura por Força Cortante

2.4.1 Ruptura por Força Cortante-Tração

As fissuras de cisalhamento causadas pelo carregamento da viga fazem surgir o efeito de treliça (Figura 2.6). Se, por conta do aumento do carregamento, as armaduras de cisalhamento atingirem sua capacidade de resistência, ocorrendo sua ruptura por tração, a viga terá apresentado ruptura por força cortante-tração. Esse tipo de ruptura é comum em vigas com pouca armadura de cisalhamento e, segundo Süsskind (1987), é o tipo mais comum de ruína por cisalhamento, caracterizada pela tendência de a peça dividir-se em duas partes (Figura 2.17). A segurança contra este modo de ruptura é garantida pelo emprego de uma quantidade suficiente de armadura transversal.

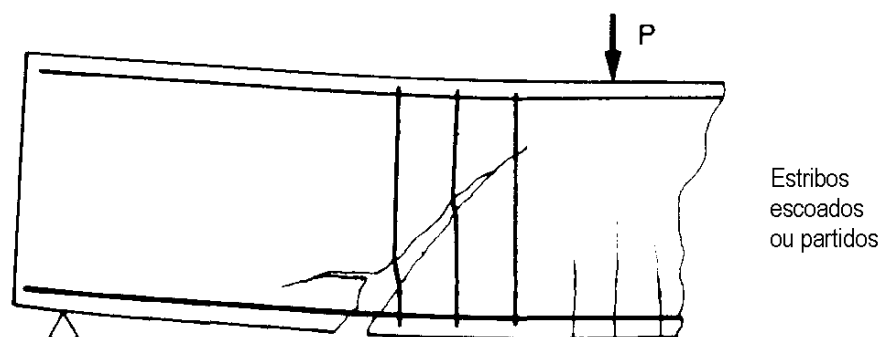


Figura 2.17 – Ruptura por força cortante-tração (Leonhardt e Mönnig, 1977)

2.4.2 Ruptura por Força Cortante-Flexão

Este tipo de ruptura ocorre quando as fissuras diagonais de cisalhamento cortam uma parte do banzo comprimido provocando o esmagamento do concreto (Figura 2.18). A seção de ruptura usualmente se localiza nas proximidades de forças concentradas elevadas.

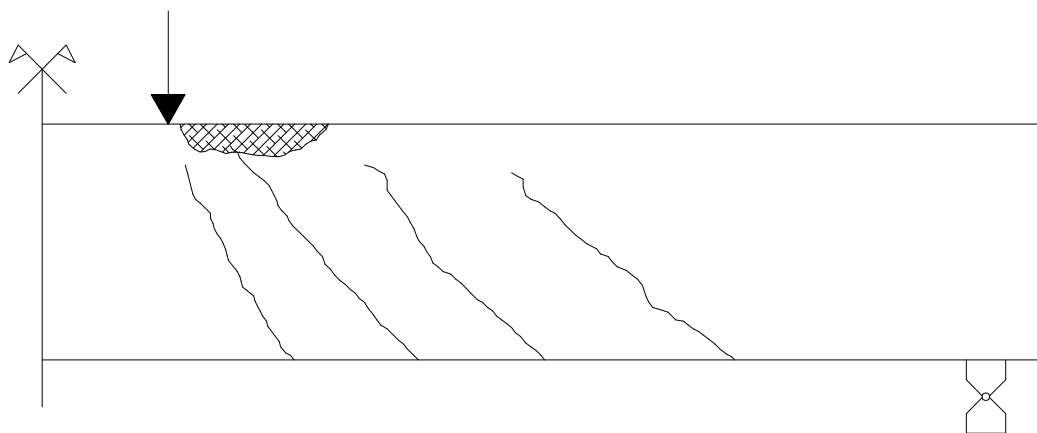


Figura 2.18 – Ruptura por força cortante-flexão

2.4.3 Ruptura por Esmagamento da Biela Comprimida

Quando as tensões principais de compressão, inclinadas, atingem valores superiores ao da resistência à compressão do concreto, em estado duplo de tensões, a viga rompe bruscamente (Figura 2.19) por esmagamento da diagonal comprimida. Esse tipo de ruína ocorre antes do escoamento da armadura de cisalhamento, em presença de grandes deformações e é típico de vigas de seção **I** com alma delgada, banzos reforçados e forte armadura de cisalhamento na alma.

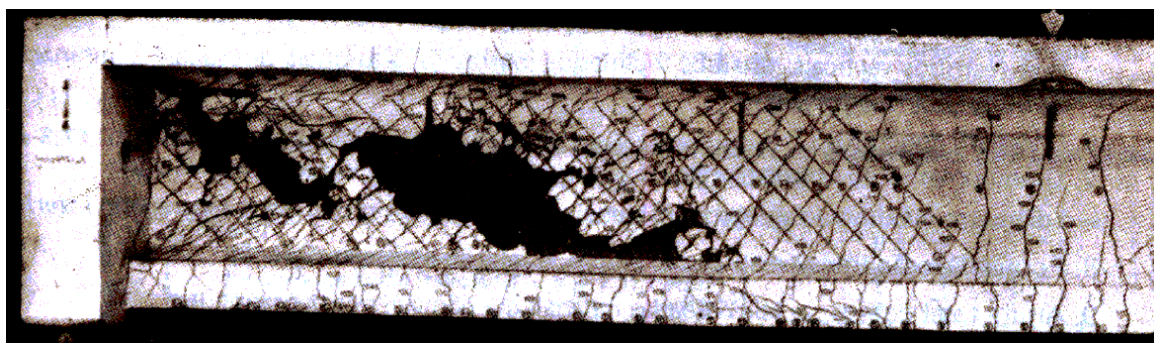


Figura 2.19 – Ruptura por esmagamento da biela comprimida (Leonhardt e Mönning, 1977)

2.5 Propostas de Dimensionamento à Força Cortante

2.5.1 Proposta do Projeto de Revisão da Norma NBR 6118 (2001)

As condições fixadas por esta proposta pressupõem a analogia com o modelo em treliça, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior da peça e traduzidos por uma componente adicional V_c . As verificações são feitas em termos das forças atuantes nas bielas de concreto e na armadura transversal e não mais baseada na verificação de tensões.

Admitem-se dois modelos de cálculo alternativos:

- Modelo I, no qual as diagonais de compressão são inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da peça, e em que V_c é suposto de valor constante;
- Modelo II, em que se admite que essas diagonais tenham inclinação diferente de 45° , arbitrada livremente no intervalo de $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Nesse caso, a norma considera a parcela de V_c com valores reduzidos.

- **Verificação do estado limite último**

A resistência da peça numa determinada seção transversal é satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Em que:

- V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo;
- V_{Rd2} – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- V_{Rd3} – Força resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
- V_c – Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;
- V_{sw} – Parcela de força cortante absorvida pela armadura transversal.

- **Modelo de cálculo I**

No modelo de cálculo I, a resistência da peça é assegurada pela verificação da compressão diagonal no concreto, com a expressão:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.33)$$

Sendo que esta equação (2.33) deriva da equação (2.32) na qual é considerado que: $\beta = 0,6 * \alpha_v$; $\alpha = 90^\circ$; $\theta = 45^\circ$; e $z = 0,9 * d$.

onde,

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{com } f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.34)$$

e pelo cálculo da armadura transversal, dado por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.35)$$

Esta equação (2.35), por sua vez, deriva da equação (2.7), na qual é considerado que: $z = 0,9 * d$; e $\sigma_{si} = f_{ywd}$.

A parcela de V_c é dada por:

- Nas peças tracionadas, quando a linha neutra se situa fora da seção:

$$V_c = 0 \quad (2.36)$$

- Na flexão simples e na flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção:

$$V_c = V_{co} \quad (2.37)$$

- Na flexo-compressão:

$$V_c = V_{co} + V_{co} \cdot \frac{M_o}{M_{d,max}} \leq 2 \cdot V_{co} \quad (2.38)$$

com,

$$V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.39)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (2.40)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.41)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{com } f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.42)$$

Em que:

- A_{sw} – Área da seção transversal dos estribos de força cortante;
- V_{co} – Valor de referência para V_c quando $\theta = 45^\circ$;
- M_o – Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção, provocada pelas forças normais de diversas origens, concomitantes com V_d ;
- $M_{d,max}$ – Momento fletor de cálculo máximo no trecho em análise;
- b_w – Menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;
- d – Altura útil da seção, igual a distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

- s – Espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;
 - f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto;
 - f_{cd} – Resistência de cálculo à compressão do concreto;
 - f_{ctd} – Resistência de cálculo à tração do concreto;
 - f_{ctm} – Resistência média do concreto à tração direta;
 - $f_{ctk,inf}$ – Resistência característica inferior à tração do concreto, que assegura que 95% dos corpos de prova rompidos apresentem tensão de ruptura superior a esta;
 - f_{ywd} – Resistência ao escoamento da armadura transversal, valor de cálculo;
 - α - Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da peça;
 - θ - Ângulo de inclinação das bielas comprimidas em relação ao eixo longitudinal da peça;
 - γ_c – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.
- **Modelo de cálculo II**

No modelo de cálculo II, a resistência da peça é assegurada pela verificação da compressão diagonal no concreto, com a expressão:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \quad (2.43)$$

sendo,

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{com } f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.44)$$

e pelo cálculo da armadura transversal, dado por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot g\alpha + \cot g\theta) \cdot \text{sen}\alpha \quad (2.45)$$

A parcela de V_c é dada por:

- Nas peças tracionadas, quando a linha neutra se situa fora da seção:

$$V_c = 0 \quad (2.46)$$

- Na flexão simples e na flexo-tração, com a linha neutra cortando a seção:

$$V_c = V_{c1} \quad (2.47)$$

- Na flexo-compressão:

$$V_c = V_{c1} + V_{c1} \cdot \frac{M_o}{M_d} \leq 2 \cdot V_{c1} \quad (2.48)$$

com,

$$V_{c1} = V_{co} \quad (\text{quando } V_d \leq V_{co}) \quad (2.49)$$

$$V_{c1} = 0 \quad (\text{quando } V_d = V_{Rd2}) \quad (2.50)$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários.

Em que:

- V_{c1} – Valor de referência para V_c quando $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$;
- V_d – Força cortante de cálculo.

- **Cargas próximas aos apoios**

Para o cálculo da armadura transversal, no caso de apoio direto (se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-a), o Projeto de Revisão da NBR 6118 prescreve o seguinte:

- a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância “ $d/2$ ” da face do de apoio, constante e igual à dessa seção;
- a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância “ a ” $\leq 2d$ ” do eixo teórico pode, nesse trecho de comprimento “ a ”, ser reduzida multiplicando-a por “ $a/2d$ ”; esse eixo teórico é definido a partir do vão teórico, ou seja:

$$V_{sd} = \frac{a}{2 \cdot d} \cdot V_d \quad (2.51)$$

As reduções indicadas acima não se aplicam à verificação da resistência à compressão da diagonal do concreto.

2.5.2 Proposta do Código Modelo CEB-FIP (1990)

O Código Modelo CEB-FIP (1990) indica para o dimensionamento de uma seção transversal duas verificações de ações solicitantes e esforços resistentes, uma nas diagonais de compressão e outra na armadura de tração.

A resistência da peça será satisfatória se forem verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$F_{Scw} \leq F_{Rcw}$$

$$F_{Stw} \leq F_{Rtw}$$

Em que:

- F_{Scw} – Força solicitante de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- F_{Rcw} – Força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- F_{Stw} – Força solicitante de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;
- F_{Rtw} – Força resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

Sendo:

$$F_{Scw} = \frac{V_d}{\text{sen}\theta} \cdot \left(\frac{\text{cotg}\theta}{\text{cotg}\theta + \text{cotg}\alpha} \right) \quad (2.52)$$

$$F_{Rcw} = f_{cd2} \cdot b_w \cdot z \cdot \cos\theta \quad (2.53)$$

com

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{com } f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (2.54)$$

Onde:

- V_d – Força cortante de cálculo;
- b_w – Largura da seção;
- z – Distância entre as posições das resultantes das tensões do banzo comprimido e do banzo tracionado (braço de alavanca) ;
- f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto;
- f_{cd} – Resistência de cálculo à compressão do concreto;
- α - Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da peça;
- θ - Ângulo de inclinação das bielas comprimidas em relação ao eixo longitudinal da peça;

Aplicando-se as equações (2.52) à (2.54) na condição de verificação de resistência da peça tem-se:

$$F_{Scw} \leq F_{Rcw}$$

$$\frac{V_d}{\sin \theta} \cdot \left(\frac{\cotg \theta}{\cotg \theta + \cotg \alpha} \right) \leq 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \cos \theta$$

$$V_d \leq 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \quad (2.55)$$

Esta equação (2.55) é a mesma equação (2.43) apresentada no Modelo de Cálculo II do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), onde considera-se “ $z = 0,9 \cdot d$ ”.

$$F_{Stw} = \frac{V_d}{\text{sen}\alpha} \quad (2.56)$$

$$F_{Rtw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\text{cotg}\theta + \text{cotg}\alpha) \quad (2.57)$$

Onde:

- A_{sw} – Área da seção transversal dos estribos de força cortante;
- s – Espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;
- f_{yd} – Resistência ao escoamento da armadura transversal, valor de cálculo;

Assim como na verificação da compressão da diagonal de concreto, também a verificação da condição de resistência da armadura transversal conduz a uma expressão idêntica a utilizada pelo Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), (equação (2.45)).

O ângulo de inclinação das diagonais comprimidas (θ) pode ser escolhido livremente no intervalo $18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, ou $1 \leq \text{cotg } \theta \leq 3$.

- **Cargas próximas aos apoios**

Para a verificação da resistência da armadura transversal, no caso de apoio direto (se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça, comprimindo-a), o Código Modelo CEB-FIP (1990) prescreve o seguinte:

- a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância “ $z \cdot \cotg \theta$ ” do eixo do apoio, constante e igual à dessa seção;
- a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância “ $a < z \cdot \cotg \theta$ ” do eixo teórico pode, nesse trecho de comprimento “ a ”, ser reduzida de acordo com as seguintes condições:

$$F_{stw} = \frac{(2 \cdot a/z) - 1}{3} \cdot V_d \quad (\text{quando } 1/2 \leq a/z < \cotg \theta) \quad (2.58)$$

$$F_{stw} = 0 \quad (\text{quando } a/z < 1/2) \quad (2.59)$$

As reduções indicadas acima não se aplicam à verificação da resistência à compressão da diagonal do concreto.

2.5.3 Proposta do ACI 318M (1995)

O ACI 318M (1995) indica uma comparação entre a força solicitante de cálculo e a força cortante resistente na seção considerada como forma de verificação da segurança ao esforço cortante.

Portanto, a resistência da peça será considerada satisfatória se a seguinte condição for verificada:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad \text{com,}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Em que:

- V_u – Força cortante solicitante de cálculo;

- V_n – Força cortante resistente da seção;
- ϕ - coeficiente de redução da resistência, obtido experimentalmente ($\phi = 0,85$, no caso de cisalhamento);
- V_c – Parcela da força cortante absorvida pelo concreto;
- V_s – Parcela da força cortante absorvida pela armadura.

- **Contribuição do concreto**

A parcela da força cortante absorvida pelo concreto poderá ser calculada de forma simplificada pela seguinte expressão:

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{60} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{com } V_c \text{ em kN}) \quad (2.60)$$

Onde:

- f'_c – Resistência à compressão do concreto, definida para o quantil de 1% (MPa);
- b_w – Largura da seção (cm);
- d – Altura útil da seção, igual a distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração (cm);

- **Dimensionamento da armadura transversal**

A parcela de força cortante absorvida pela armadura de cisalhamento, no caso de estribos (verticais ou inclinados), pode ser obtida pela expressão:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \leq \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{15} \quad (2.61)$$

Esta equação (2.61) é similar a equação (2.45) proposta pelo Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001).

Onde:

- A_v – Área da armadura transversal;
 - s – Espaçamento entre os estribos;
 - f_y – Resistência de escoamento da armadura, não se adotando valores maiores que 400 MPa;
 - α - Ângulo de inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento;
-
- **Cargas próximas aos apoios**
 - O ACI 318M (1995) admite redução da força cortante solicitante, desde que não ocorra força concentrada próxima ao apoio, considerando-a igual à força cortante que atua na seção transversal que dista “**d**” da face do apoio.

2.6 Estudo Realizado Sobre Estribos Autotravantes

Por tratar-se de um assunto bastante recente, o único estudo realizado sobre estribos autotravantes é um relatório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, enviado à empresa Fischer Inovações Ltda (Pinto (2001)) e que trata do ensaio de seis vigas de concreto armado, três delas armadas transversalmente com estribos autotravantes e outras três armadas transversalmente com estribos convencionais.

Em seus ensaios, Pinto (2001) utilizou o Modelo A de estribos autotravantes (ver Figura 1.1), diferentes dos que serão estudados neste trabalho (Modelo B da Figura 1.1).

Na Figura 2.20 é apresentado o detalhamento das três vigas ensaiadas com estribos convencionais (VPC1, VPC2 e VPC3) e na Figura 2.21 é apresentado o detalhamento das três vigas ensaiadas com estribos autotravantes (VPA1, VPA2 e VPA3).

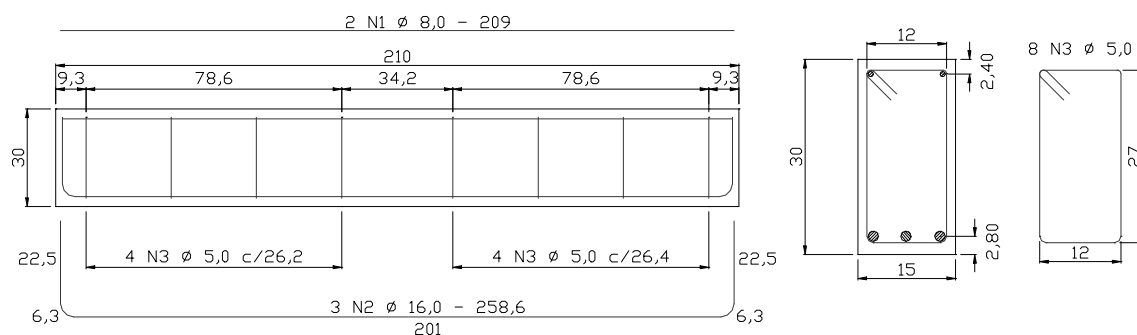


Figura 2.20 - Detalhamento das armaduras das vigas com estribos convencionais (cotas em cm)

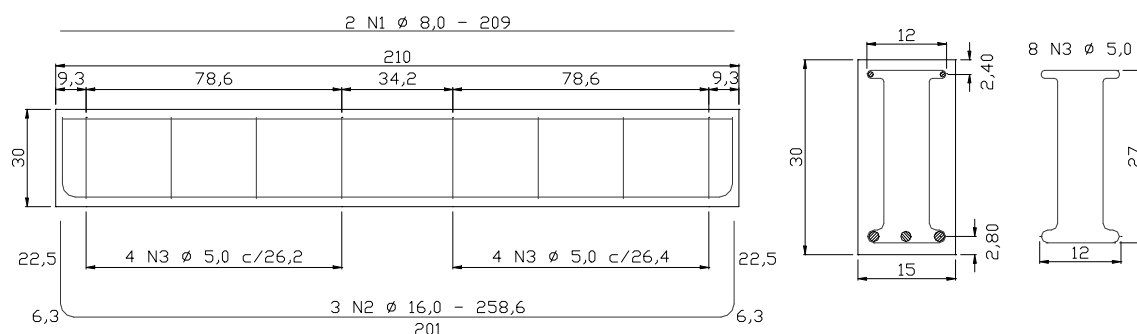


Figura 2.21 – Detalhamento das armaduras das vigas com estribos autotravantes (cotas em cm)

Como procedimento de ensaio foi adotado o ensaio de flexão à quatro pontos com leitura de deslocamentos verticais em três pontos, no centro do vão, e vinte e cinco

centímetros a esquerda e a direita do meio do vão. O esquema representativo dos ensaios pode ser observado na Figura 2.22.

O concreto utilizado no ensaio foi confeccionado com cimento de alta resistência inicial (CP-V) e apresentou na época da realização dos ensaios uma resistência à compressão de 18 MPa.

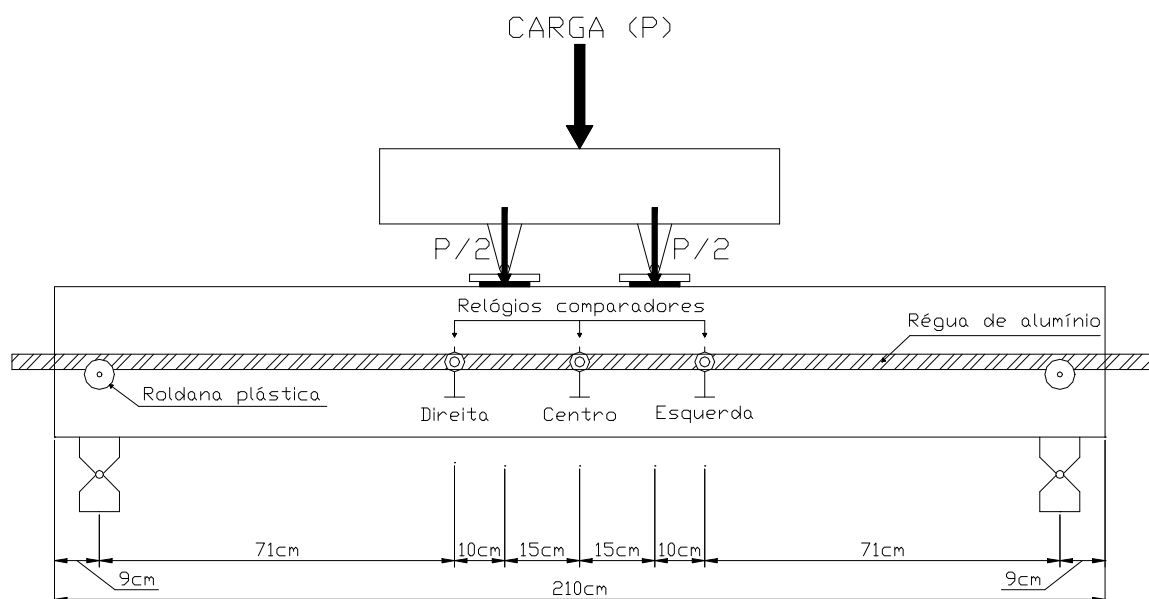
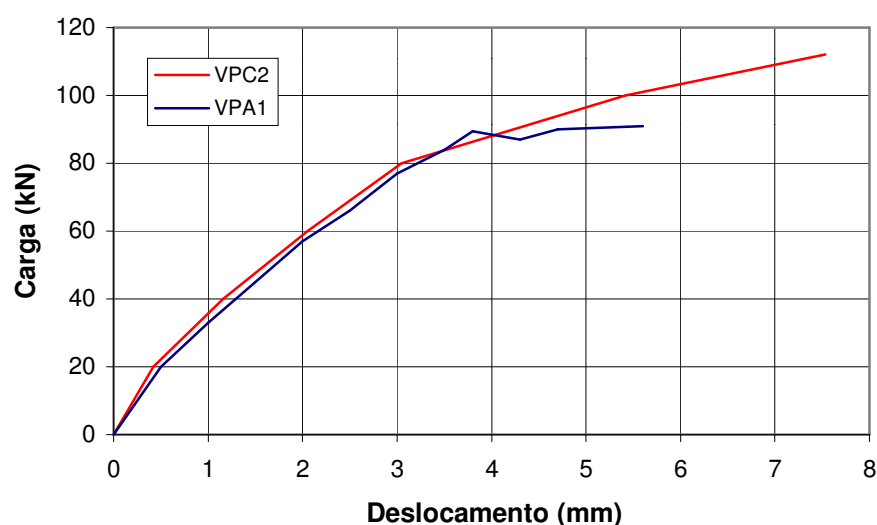


Figura 2.22 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face frontal)

As cargas de ruptura das vigas ensaiadas por Pinto (2001) são apresentadas na Tabela 2.1, e na Figura 2.23 é apresentado o diagrama carga-deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1.

Tabela 2.1 – Cargas de ruptura das vigas ensaiadas por Pinto (2001)

Viga	Carga de Ruína (kN)	
	P	Média
VPC1	110,0	114,7
VPC2	112,0	
VPC3	122,0	
VPA1	92,0	93,7
VPA2	91,0	
VPA3	98,0	

**Figura 2.23 – Diagramas carga-deslocamento no centro do vão das vigas VPC2 e VPA1**

De posse destes dados Pinto (2001) concluiu que as vigas testadas com estribos autotravantes (Modelo A) apresentaram um desempenho inferior de aproximadamente 18% comparado às vigas com estribos convencionais. Com relação ao diagrama carga-deslocamento, Pinto (2001) verificou que tanto vigas com estribos autotravantes quanto vigas com estribos convencionais apresentam diagramas muito semelhantes até a carga de ruptura das vigas com estribos autotravantes, quando estas apresentaram inflexões bruscas e romperam.

3 ESTUDO EXPERIMENTAL

O estudo experimental sobre o comportamento a cisalhamento de vigas de concreto armado com estribos autotravantes foi subdividido em três etapas distintas. A primeira etapa do estudo consistiu no ensaio de três vigas de concreto armadas transversalmente com estes estribos autotravantes. Na segunda etapa do estudo foram desenvolvidos e efetuados ensaios de arrancamento de estribos. A terceira etapa do estudo consistiu na realização do ensaio de dez vigas de concreto armado, sendo que destas, quatro foram armadas com estribos convencionais, três com estribos autotravantes e as outras três sem estribos.

3.1 Primeira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes

3.1.1 Considerações Gerais

A primeira etapa dos estudos experimentais consistiu no ensaio de três vigas de concreto armado com estribos autotravantes, denominadas V1, V2 e V3, e foi realizada com o objetivo de comparar os resultados com os obtidos por Pinto (2001), cujos ensaios e resultados foram descritos no item 2.6. Assim, utilizou-se o mesmo modelo de ensaio com armaduras longitudinal e transversal, seção retangular, forma de carregamento, resistência do concreto e dimensões semelhantes. Enquanto Pinto (2001) utilizou o Modelo A para os estribos autotravantes, neste trabalho optou-se pelo Modelo B. Ambos os modelos de estribos autotravantes foram apresentados na Figura 1.1.

3.1.2 Dimensões e Armaduras das Vigas

As três vigas possuíam dimensões de 15 x 30 x 212 cm e foram armadas como apresentado na Figura 3.1. Três barras de aço de bitola 16,0 mm foram utilizadas na armação longitudinal de tração de cada viga, duas barras de bitola 8,0 mm na armação longitudinal de compressão de cada viga e oito estribos autotravantes constituídos por barras de aço com bitola de 5,0 mm foram utilizados na armação transversal de cada uma das vigas. O espaçamento entre os estribos era em torno de 26 cm da ordem da altura efetiva da viga. As vigas foram intencionalmente armadas para uma ruptura por cisalhamento. Os cobrimentos superior e inferior das armaduras mais externas (estribos) eram de 1,5 cm garantidos com a utilização de espaçadores plásticos.

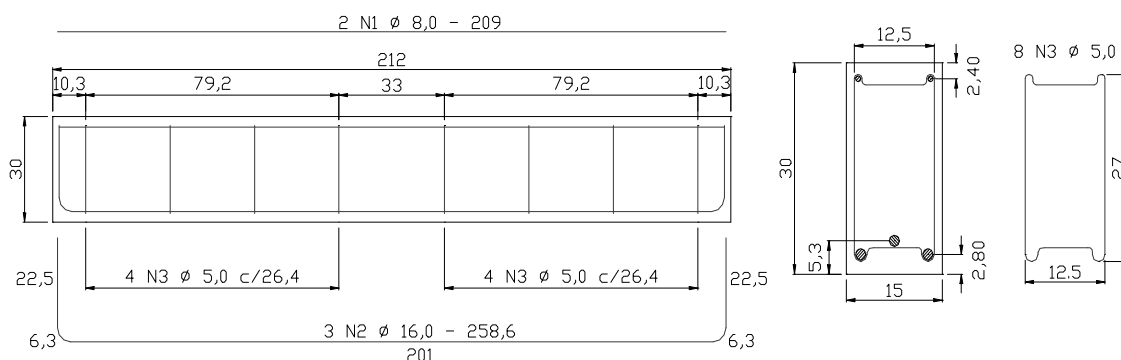


Figura 3.1 – Detalhamento das armaduras das vigas (cotas em cm)

3.1.3 Materiais

- Concreto

Nesta primeira etapa, como o objetivo era fazer uma comparação com estudo já realizado era necessária a utilização de um concreto cuja resistência à compressão fosse a mais próxima possível da resistência do concreto utilizado neste estudo.

Somados a este fator existiam também, por motivos alheios a este trabalho, a necessidade de realizar os ensaios o mais brevemente possível e a não disponibilidade de cimento de alta resistência inicial no mercado. Ou seja, era necessário um concreto com uma resistência à compressão específica, que pudesse ser ensaiado rapidamente e que não fosse confeccionado com cimento de alta resistência inicial.

Como solução para este problema optou-se pela utilização de concreto de resistência característica de dosagem (f_{ck}) igual a 30 MPa confeccionado com cimento CP-II, que conduziu a um concreto com resistência média (f_{cj}) igual a aproximadamente 18 MPa na idade de seis dias. O concreto foi misturado “*in loco*” com auxílio de uma betoneira com capacidade nominal de 120 litros, e as proporções de sua mistura por metro cúbico podem ser observadas na Tabela 3.1, tendo sido necessárias quatro betonadas para a completa modelagem das três vigas.

Tabela 3.1 – Proporções da mistura de concreto (por m³)

Material	Quantidade
areia	900 kg
brita 1	1080 kg
cimento CP-II	360 kg
água	209 kg

- Aço

As armaduras longitudinais das vigas foram confeccionadas em aço CA 50 e as armaduras transversais foram confeccionadas em aço CA 60, porém nenhum tipo de ensaio para verificação das propriedades do aço foi efetuado.

3.1.4 Execução das Vigas

As vigas foram moldadas em formas de madeira de pinus submetidas à aplicação de uma demão interna de desmoldante aproximadamente duas horas antes do início da concretagem.

As armaduras das vigas e as formas de madeira foram executadas pela empresa fabricante do estribo autotravante assim como também foi feito na época dos ensaios de Pinto (2001).

As três vigas foram concretadas em aproximadamente quatro horas. A cada uma das quatro betonadas necessárias eram extraídos três corpos de prova cilíndricos de diâmetro 10 cm e altura 20 cm para acompanhamento da evolução e determinação da resistência à compressão do concreto na data do ensaio. Após a conclusão da primeira betonada foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone de acordo com as especificações da norma NBR 7223 (1992), tendo sido obtido um abatimento de $(40,0 \pm 5,0)$ mm.

O concreto era transportado da betoneira até as formas com auxílio de um carrinho de mão percorrendo um caminho bastante curto, não superior a 10 m. Era lançado nas formas com o uso de uma pá e em seguida vibrado com auxílio de um vibrador mecânico. Todo o processo de moldagem das vigas foi efetuado por duas pessoas.

Para a cura do concreto encharcou-se a superfície das vigas e das formas nos dois primeiros dias após a concretagem, permanecendo o restante do tempo em condições ambientes.

3.1.5 Modelo e Procedimento de Ensaio

Devido às características do estudo, optou-se por realizar ensaios de flexão a quatro pontos como mostra a Figura 3.2. A escolha desta configuração de ensaio deve-se ao fato da ocorrência de duas regiões de forças cortantes constantes, entre as cargas aplicadas e os apoios, e uma região de força cortante nula, entre as duas cargas concentradas. Foram efetuadas leituras de deslocamentos verticais em três pontos, o primeiro exatamente no meio do vão e os outros dois a 25 cm a direita e 25 cm a esquerda do meio do vão. A leitura de deslocamentos no meio do vão foi feita com o uso de um relógio comparador elétrico e as outras duas leituras com relógios comparadores mecânicos. Os três relógios utilizados

foram fixados em uma régua de alumínio apoiada sobre roldanas plásticas posicionadas exatamente sobre os apoios da viga. A finalidade deste procedimento era não inserir nas leituras de deslocamentos valores devidos a possíveis movimentações dos apoios.

As faces de referência das vigas (faces frontais, opostas a face representada na Figura 3.2) foram pintadas com tinta branca para facilitar a visualização das fissuras.

As três vigas foram submetidas a carregamento progressivo até sua completa ruína em uma máquina hidráulica com capacidade nominal de 3000 kN. Os deslocamentos verticais foram medidos a cada incremento de carga de 10 kN.

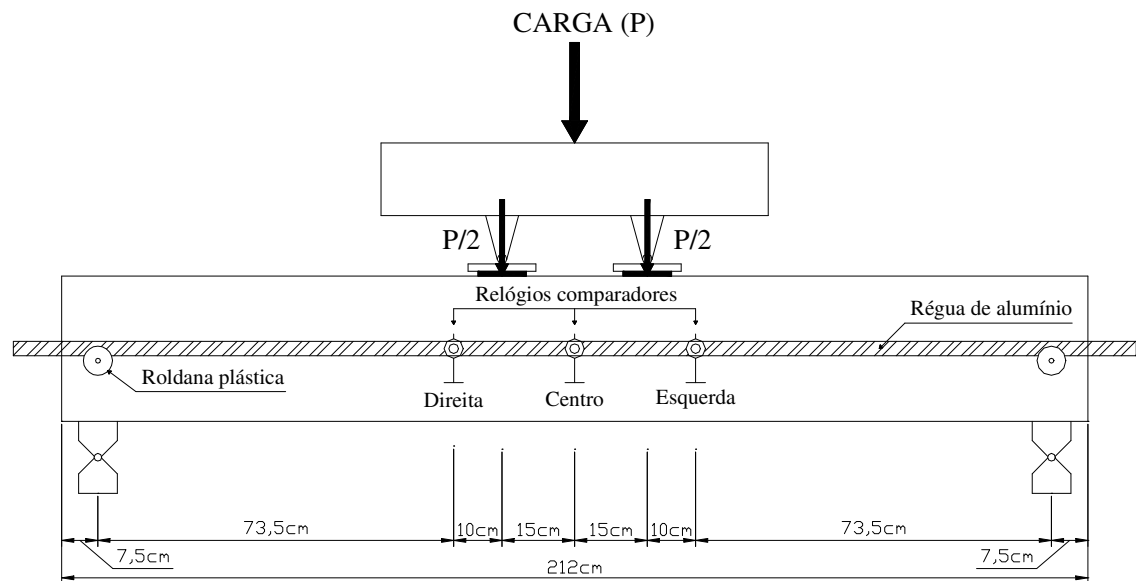


Figura 3.2 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face de referência ou frontal)

Os dados dos ensaios, registrados nas planilhas do Apêndice II, foram analisados e estão apresentados no capítulo seguinte.

3.2 Segunda Etapa – Corpos de Prova Prismáticos

3.2.1 Considerações Gerais

A segunda etapa do estudo experimental consistiu no desenvolvimento e realização de ensaios de arrancamento de estribos convencionais e autotravantes de bitola 5,0 mm, que consistiam na imersão de um trecho de estribo em um corpo de prova prismático de concreto e leitura da carga necessária para o arrancamento do estribo.

A proposta inicial do ensaio era simular o comportamento de um estribo no interior de uma viga sob a visão dos modelos teóricos de treliça propostos, ou seja, uma barra tracionada em toda sua extensão com ancoragem dos esforços iniciando nos nós teóricos da treliça. Como nos modelos de treliça existem duas possibilidades de nós teóricos, uma referente à região comprimida da viga e a outra à região tracionada, adotou-se para estes ensaios a situação considerada pior, a que proporciona menor comprimento de ancoragem, ou seja, o nó na parte tracionada que coincide com a armadura longitudinal de tração. Nesta situação o ramo horizontal do estribo ancora os esforços de tração.

Desta forma, para que a simulação atendesse ao acima exposto, seria necessário confeccionar corpos de prova previamente fissurados além de garantir o mesmo nível de esforço ao longo do ramo vertical do estribo. Entretanto, em função da dificuldade de se modelar corpos de prova previamente fissurados, optou-se apenas por revestir os ramos verticais dos estribos com luvas de papelão, impedindo assim a aderência entre aço e concreto como mostra a Figura 3.3.

Inseriu-se nos corpos de prova, barras de aço simulando a armadura longitudinal de uma viga (Figura 3.3). Estas barras eram de 5,0 mm para alguns corpos de prova e 6,3 mm para outros, o que permitiu analisar estribos autotravantes com duas curvaturas distintas, haja visto que eles são confeccionados especificamente para uma bitola de armadura longitudinal.

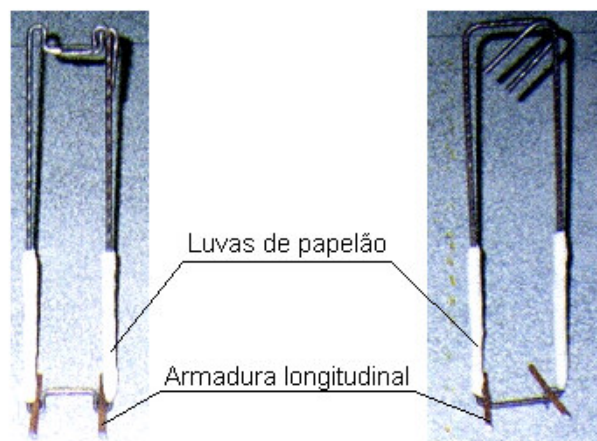


Figura 3.3 – Detalhes das luvas e armaduras longitudinais

3.2.2 Características dos Corpos e Prova

Os corpos de prova eram prismáticos possuindo a configuração apresentada na Figura 3.4. Dois modelos de estribos foram utilizados nos ensaios, um autotravante e um convencional. A Figura 3.5 apresenta os dois modelos de estribos utilizados assim como a identificação dos seus lados: lado contínuo e lado descontínuo. Esta distinção entre os lados de um mesmo modelo de estribo será necessária para a identificação dos corpos de prova.

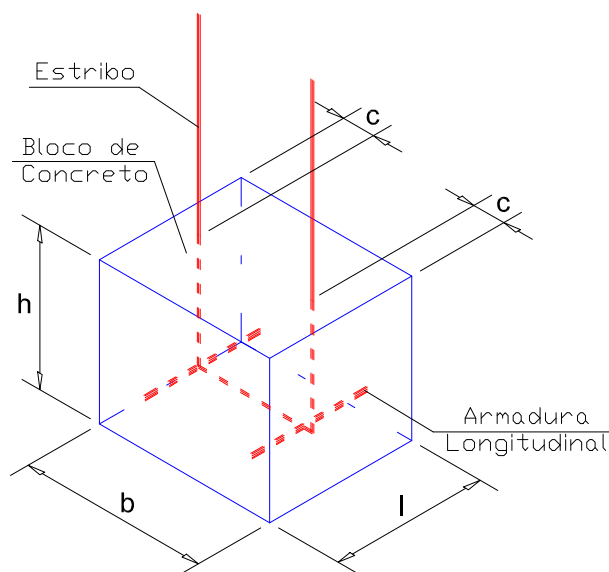


Figura 3.4 – Detalhe genérico dos corpos de prova

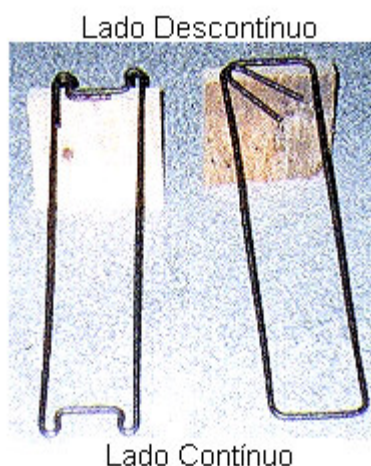


Figura 3.5 – Detalhe dos estribos autotravante (e) e convencional (d) e seus respectivos lados

Esta etapa dos ensaios foi subdividida em duas fases. A diferença entre elas está nas dimensões dos corpos de prova moldados e também na mistura do concreto utilizado em cada uma. Na Tabela 3.2 são apresentados todos os grupos de corpos de prova executados em cada uma das fases assim como suas dimensões e cobertura da armadura.

A identificação de cada um dos blocos é feita por quatro caracteres. Os três primeiros indicam a qual grupo o corpo de prova pertence e o último identifica o corpo de prova dentro do seu grupo. O primeiro caractere indica qual a bitola da armadura longitudinal empregada, sendo 5 (cinco) correspondente a bitola de 5,0 mm e 6 (seis) correspondente a bitola de 6,3 mm. O segundo caractere identifica qual o estribo que foi utilizado, sendo “C” correspondente ao estribo convencional e “A” correspondente ao estribo autotravante. O terceiro caractere indica qual o lado do estribo que foi inserido no bloco de concreto, sendo “C” correspondente ao lado contínuo e “D” correspondente ao lado descontínuo. E o quarto e último caractere como já citado, identifica o corpo de prova dentro do grupo.

Na execução dos corpos de prova não foram utilizados espaçadores plásticos, os cobrimentos das armaduras foram garantidos por um sistema de suspensão e fixação dos estribos acoplado às formas (Figura 3.6). Este sistema conferia rigidez aos estribos mantendo-os com o correto distanciamento em relação às formas.

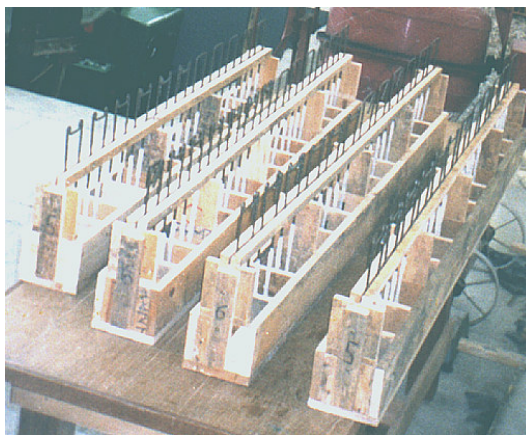


Figura 3.6 – Formas e sistema de fixação dos estribos dos corpos de prova

Tabela 3.2 – Características dos corpo de prova

Primeira Fase					
Grupo	N° do Corpo de Prova	Dimensões (cm)			c (cm)
		b	h	l	
5CC	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
5CD	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
5AC	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
5AD	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
6CC	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
6CD	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
6AC	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
6AD	1, 2 e 3	10	10	10	1,5
5AC	4, 5 e 6	12	10	10	1,5
5AD	4, 5 e 6	12	10	10	1,5
6AC	4, 5 e 6	12	10	10	1,5
6AD	4, 5 e 6	12	10	10	1,5
Segunda Fase					
Grupo	N° do Corpo de Prova	Dimensões (cm)			c (cm)
		b	h	l	
5AC	7, 8 e 9	12	12	10	2,5
5AD	7, 8 e 9	12	12	10	2,5
6AC	7, 8 e 9	12	12	10	2,5
6AD	7, 8 e 9	12	12	10	2,5

3.2.3 Materiais

- Concreto

O concreto utilizado na execução dos corpos de prova de ambas as fases foi misturado “in loco” com auxílio de uma betoneira com capacidade nominal de 120 litros. As proporções das mistura dos concretos de ambas as fases são apresentadas na Tabela 3.3

Tabela 3.3 – Proporções da mistura de concreto

Fase	Proporções da Mistura do Concreto (kg)			
	Cimento CPV ARI - RS	Areia Média	Brita 1	Água
Primeira	1,00	2,60	3,00	0,44
Segunda	1,00	1,86	1,57	0,50

- Aço

Os estribos utilizados nesta etapa dos ensaios foram confeccionados com aço CA60. Para que os dados pudessem ser analisados com maior clareza foram efetuados ensaios de tração axial de acordo com as recomendações da NBR 6152 (1980) para determinação da tensão de ruptura das barras em cinco corpos de prova. Os resultados destes ensaios são apresentados no capítulo seguinte.

3.2.4 Execução dos Corpos de Prova

Os corpos de prova foram moldados em formas de madeira de pinus. Todos os estribos utilizados foram confeccionados pela empresa que desenvolveu os estribos autotravantes, sendo que a confecção dos convencionais seguiu as prescrições da norma

brasileira, NBR 6118 (1978), porém, no caso dos estribos autotravantes estas prescrições não puderam ser atendidas em função da própria finalidade do estribo.

Todos os corpos de prova das duas fases foram concretados em menos de uma hora. Durante o processo de concretagem também foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm para a determinação da resistência à compressão do concreto na época dos ensaios. Na primeira fase foram moldados sete corpos de prova cilíndricos e na segunda fase foram moldados apenas cinco.

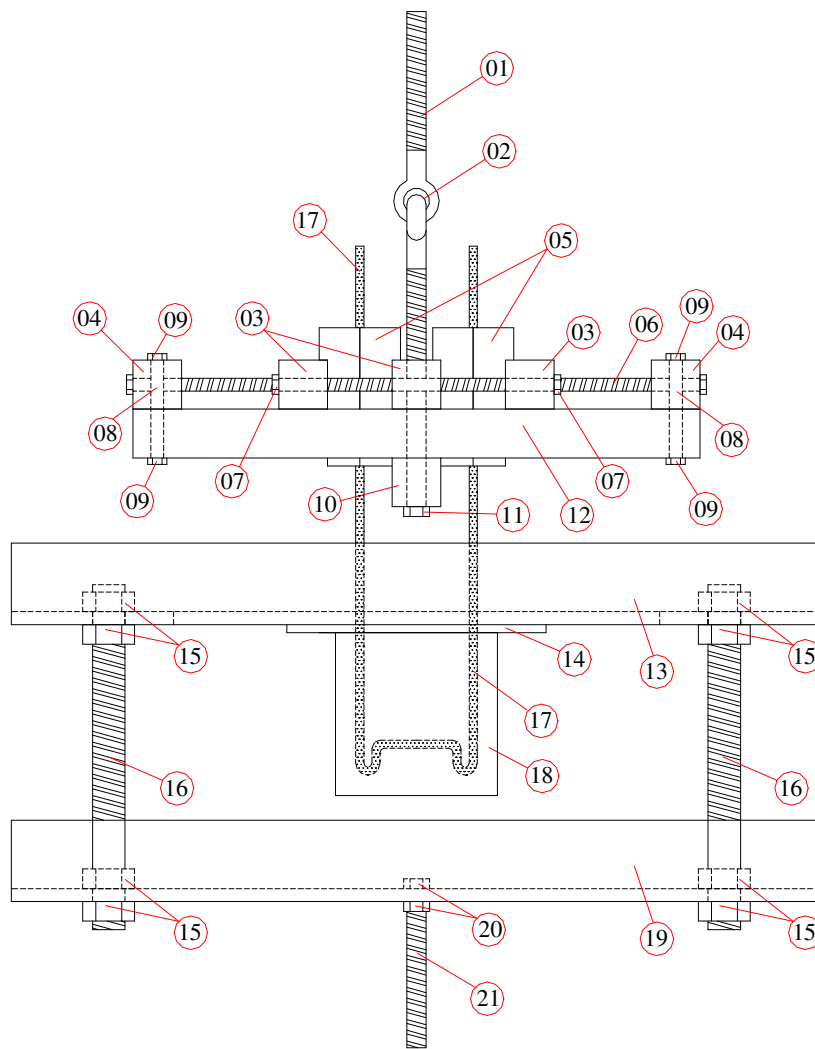
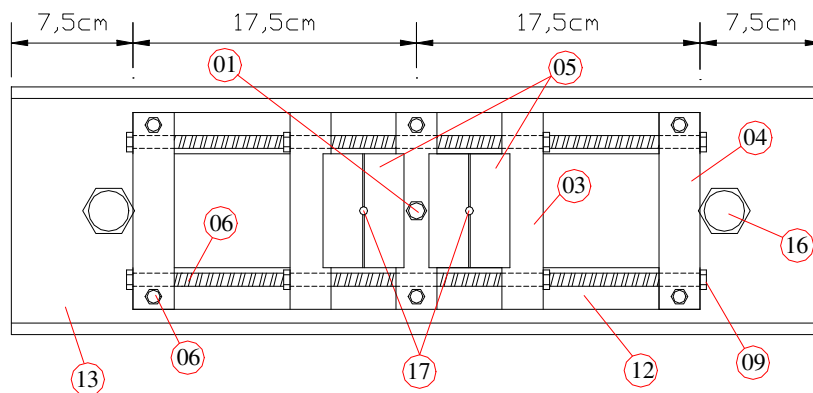
Para a cura dos corpos de prova encharcou-se a superfície e as formas dos blocos durante os quatro primeiros dias após a concretagem.

3.2.5 Modelo e Procedimento de Ensaio

Para a realização dos ensaios foi desenvolvido um dispositivo auxiliar para que uma força de tração aplicada por uma máquina hidráulica com capacidade nominal de 200 kN em um ponto fosse dividida igualmente entre dois pontos. Este dispositivo, mostrado na Figura 3.7 foi adaptado à máquina hidráulica que aplicava esforços de tração ao conjunto.

Desta forma o conjunto superior do dispositivo auxiliar distribuía igualmente a força de tração aplicada pela máquina hidráulica às duas barras do estribo. Como o conjunto inferior do dispositivo auxiliar, preso à máquina, servia de anteparo para o bloco de concreto impedido-o de se movimentar o estribo era arrancado de dentro do bloco.

Na Figura 3.8 é mostrado o conjunto máquina hidráulica-dispositivo auxiliar com um corpo de prova posicionado para início do ensaio.

**Vista Frontal****Vista Superior**

Onde:

- * 01,21 – Parafuso ½"
- * 02 – Rótula
- * 03,04,12 – Barra de aço quadrada 1"
- * 05 – Garras para fixação das barras do estribo tracionadas
- * 06,08 – Parafuso 3/8"
- * 07,09 – Porca 3/8"
- * 10 – Barra de aço quadrada 1 ¼"
- * 11,20 – Porca ½"
- * 13,19 – Perfil U 2 x 6"
- * 14 – Placa de borracha
- * 15 – Porca 1"
- * 16 – Parafuso 1"
- * 17 – Estribo 5,0mm
- * 18 – Bloco de concreto

Figura 3.7 – Esquema representativo do dispositivo auxiliar

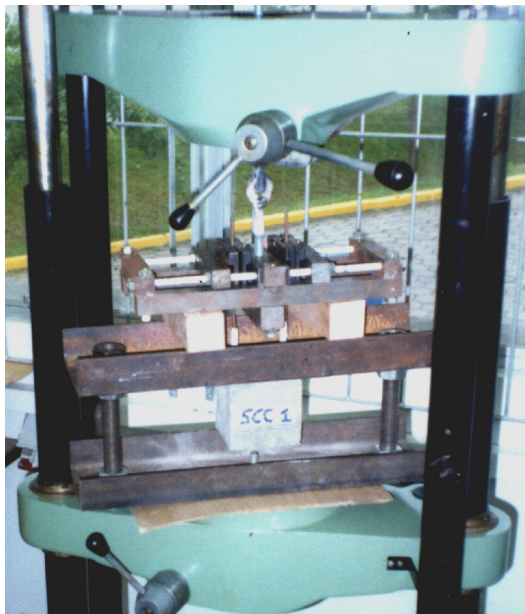


Figura 3.8 – Conjunto dispositivo auxiliar-máquina hidráulica

3.3 Terceira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes, Convencionais e sem Estribos

3.3.1 Considerações Gerais

A terceira etapa do estudo experimental consistiu no ensaio de dez vigas de concreto armado de seção transversal retangular. Todas as vigas ensaiadas possuíam a mesma armadura longitudinal e foram distribuídas em três grupos de acordo com o tipo de estribo utilizado.

O primeiro grupo, denominado VC, era inicialmente composto por três vigas designadas VC1, VC2 e VC3 armadas com estribos convencionais, porém por problema na execução do ensaio da viga VC1 esta viga foi substituída por uma quarta viga, VC4 executada posteriormente, que passou a integrar este grupo. Os detalhes da execução desta viga VC4 serão apresentados no item 3.3.6.

O segundo grupo, denominado VA, foi composto por três vigas designadas VA1, VA2 e VA3 armadas com estribos autotravantes. Destas três vigas, duas, VA1 e

VA2, foram escolhidas para o monitoramento das deformações em alguns de seus estribos com auxílio de extensômetros elétricos.

O terceiro e último grupo, denominado VS, foi composto por três vigas designadas VS1, VS2 e VS3 sem armadura de combate ao cisalhamento.

As dimensões e armaduras das vigas foram obtidas de modo que a ruína ocorresse devido aos esforços cortantes e mais especificamente por deformação excessiva das armaduras transversais.

3.3.2 Dimensões e Armaduras das Vigas

Todas as vigas ensaiadas nesta etapa possuíam dimensões de 15 x 35 x 192 cm e foram armadas com a mesma quantidade e bitola de barras longitudinais a flexão, porém os grupo de vigas, VC, VA e VS eram diferentes entre si pelo tipo de armadura transversal empregada.

Três barras de aço de bitola 16,0 mm foram utilizadas na armação longitudinal de tração de cada viga e duas barras de bitola 5,0 mm na armação longitudinal superior de cada viga. Doze estribos constituídos por barras de aço com bitola de 5,0 mm foram utilizados na armação transversal de cada uma das vigas dos grupos VC e VA. O espaçamento entre estribos utilizado foi de 15 cm nas regiões entre cargas e apoios e de 17 cm na região entre cargas. Nenhum estribo, ou qualquer outro tipo de armação transversal foi utilizado para as vigas do grupo VS. Os detalhamentos dos grupos de vigas VC, VA e VS podem ser observados na Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11 respectivamente.

Os cobrimentos das armaduras de flexão eram de 3,0 cm (Figura 3.12) garantidos pela utilização de espaçadores plásticos (Figura 3.13), o que conduz a um cobrimento de 2,5 cm para as armaduras mais externas (estribos).

Optou-se na execução das vigas pela colocação das barras tracionadas a uma mesma altura, garantindo assim uma maior resistência à flexão da viga, mesmo com a

possibilidade de um descolamento do concreto de recobrimento da barra intermediária devido a ação combinada das bielas de concreto e inexistência de estribos abaixo desta barra.

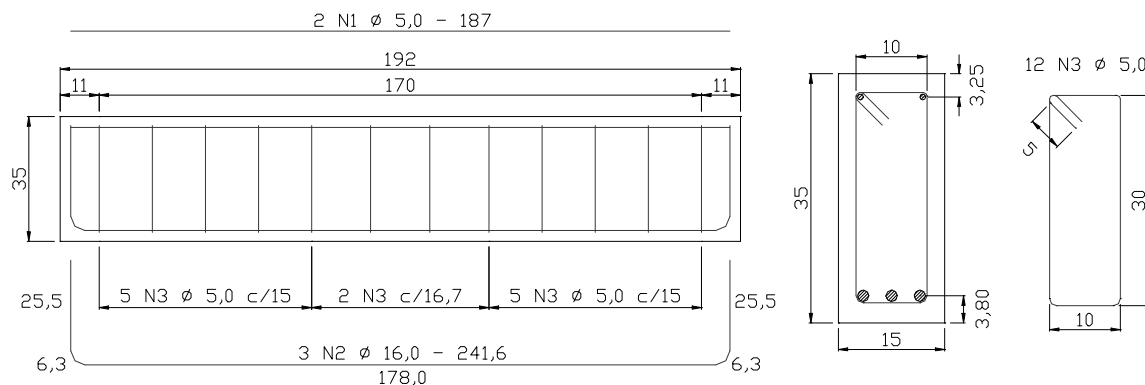


Figura 3.9 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VC (cotas em cm)

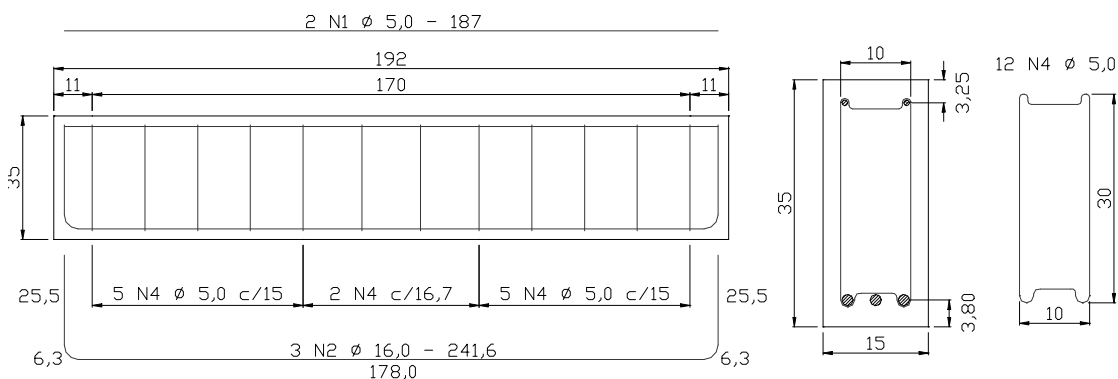


Figura 3.10 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VA (cotas em cm)

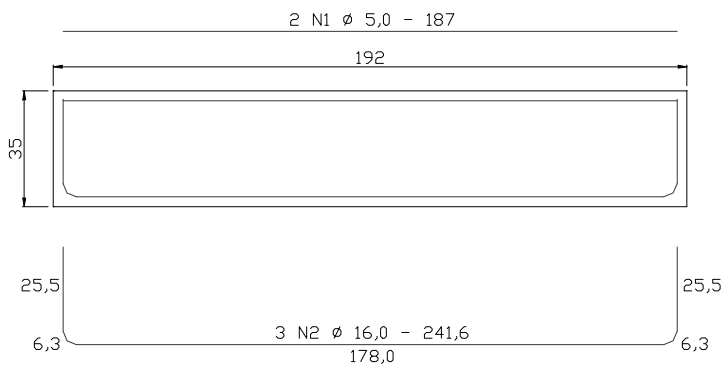


Figura 3.11 – Detalhamento das armaduras das vigas do grupo VS (cotas em cm)



Figura 3.12 – Detalhe do cobrimento das armaduras



Figura 3.13 – Detalhe dos espaçadores plásticos

3.3.3 Materiais

- Concreto

Para a execução das vigas optou-se pela utilização de concreto usinado, de resistência característica de dosagem (f_{ck}) igual a 20 MPa. O traço do concreto, cujas proporções por metro cúbico podem ser observadas na Tabela 3.4, foi executado com cimento de alta resistência inicial CP-V, para que a resistência durante a realização dos

ensaios não apresentasse variações significativas, areia média e brita 1. O slump adotado foi de $80,0 \pm 10,0$ mm, sendo obtido no momento da concretagem 95,0 mm. Todas as vigas, exceto VC4, foram moldadas no mesmo dia, utilizando-se um único caminhão betoneira.

Tabela 3.4 – Proporções da mistura de concreto (por m³)

Material	Quantidade
areia	823 kg
brita 1	1011 kg
cimento CPVARI - RS	320 kg
água	176 kg
plastificante	1,92 L

- Aço

As armaduras longitudinais das vigas foram confeccionadas em aço CA 50 e as armaduras transversais foram confeccionadas em aço CA 60. Três corpos de prova das barras empregadas na armadura transversal das vigas foram ensaiados à tração axial. Os resultados destes ensaios são apresentados capítulo seguinte.

3.3.4 Vigas Monitoradas com Extensômetros Elétricos

Duas vigas do grupo VA (vigas armadas transversalmente com estribos autotravantes), VA1 e VA2, foram utilizadas para monitoramento das deformações ao longo de alguns de seus estribos.

Em cada uma das vigas foram escolhidos dois estribos e em cada um destes estribos foram locados cinco extensômetros com um total de quatro estribos monitorados. Os quatro estribos foram designados por E1, E2, E3 e E4, e as posições dos extensômetros

elétricos em cada um dos estribos pode ser verificada na Figura 3.14. Cada extensômetro será designado por três caracteres. O primeiro será a letra “e”, minúsculo, para que se possa diferenciar do “E”, maiúsculo, que identifica os estribos. O segundo caractere será o mesmo número que identifica o estribo ao qual o extensômetro pertence. E o último caractere será um número de identificação do extensômetro, sendo este número igual a 1 (um) para o extensômetro posicionado no centro do ramo vertical do estribo, 2 (dois) para o adjacente e assim sucessivamente até o quinto extensômetro (vide Figura 3.15). Portanto, o extensômetro designado por “e23” por exemplo, é aquele que está locado na posição 3 (três) do estribo 2 (dois).

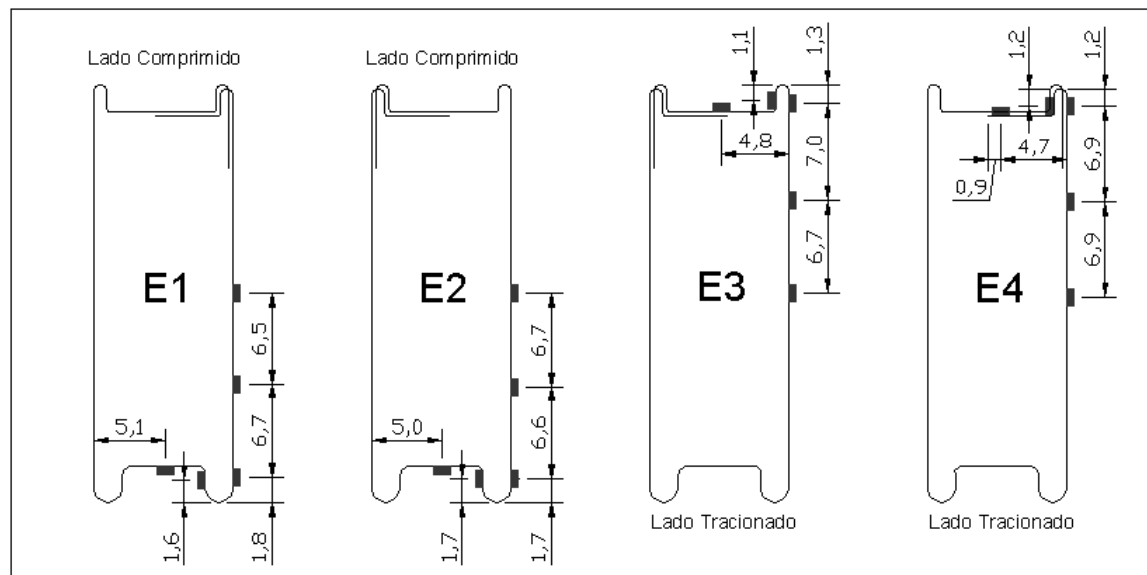


Figura 3.14 – Localização dos extensômetros elétricos nos estribos E1, E2, E3 e E4

O posicionamento dos estribos em cada uma das vigas foi definido em função dos pontos de aplicação das cargas e dos apoios, sendo que, entre o carregamento aplicado e o apoio em ambos os lados de cada uma das vigas foi locado um estribo monitorado, conforme mostra a Figura 3.16.

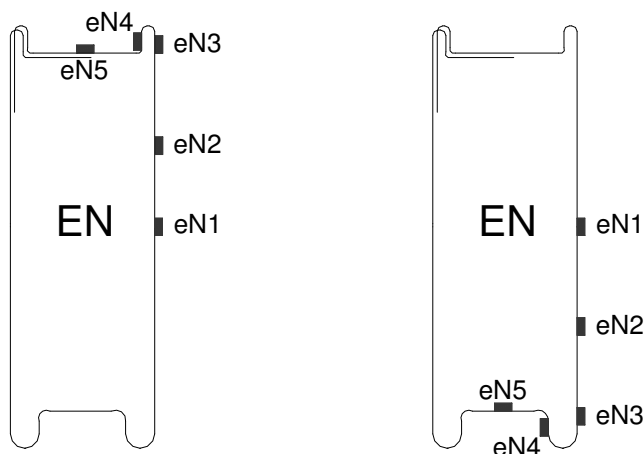


Figura 3.15 – Detalhe do posicionamento dos extensômetros em dois estribos genéricos

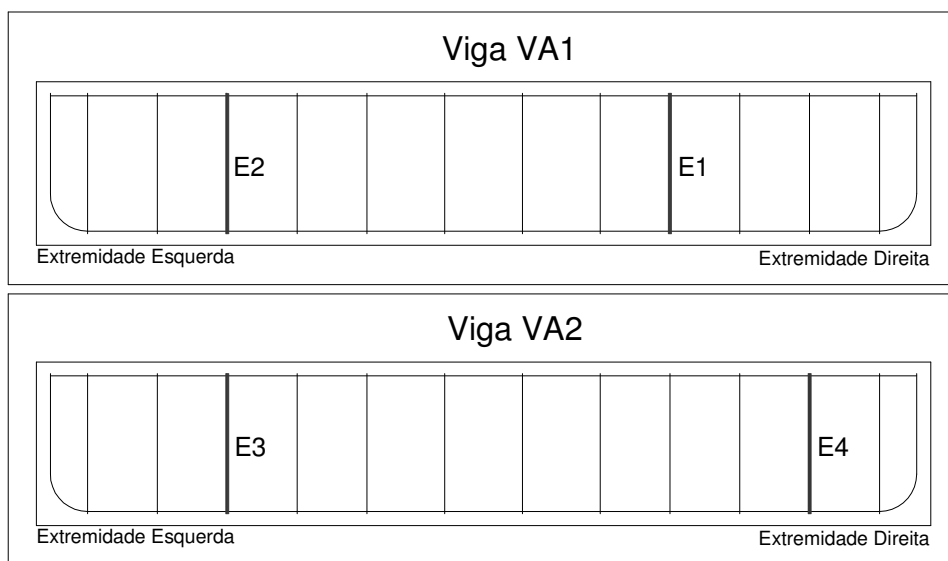


Figura 3.16 – Localização dos estribos monitorados nas vigas VA1 e VA2 (vista frontal ou face de referência)

Os extensômetros foram colados aos estribos com auxílio de adesivo à base de cianocrilato. Antes da colagem, preparou-se as superfícies, inicialmente com o auxílio de uma lima para a retirada de uma pequena camada do aço a fim de tornar a superfície plana, e em seguida com a utilização de lixas para metais de números 180, 220 e 400 nesta seqüência através de movimentos aleatórios para possibilitar a obtenção de riscos das lixas

de forma desordenada conferindo maior eficiência ao adesivo. Como última etapa antes da colagem, procedeu-se a limpeza da superfície final com auxílio de acetona.

Após a colagem e feitas as devidas ligações elétricas aos fios de condução do sinal por intermédio de terminais também colados ao estribo, fixou-se os fios aos estribos com auxílio de fita adesiva e envolveu-se os extensômetros com uma camada de borracha de silicone. Este último passo tinha por objetivos proteger o extensômetro antes e durante a concretagem, além de evitar um contato direto do mesmo com o concreto já endurecido no momento dos ensaios.

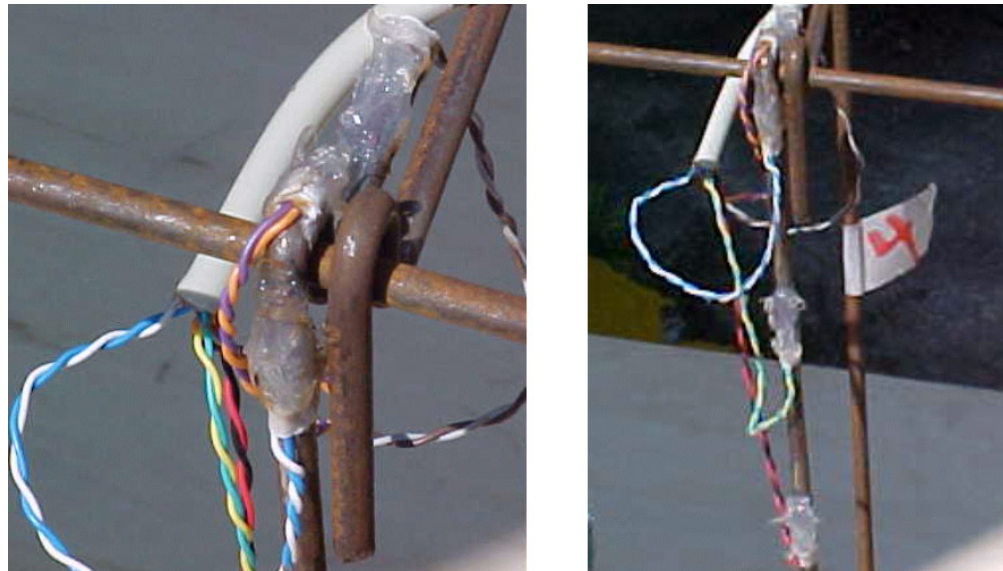


Figura 3.17 – Detalhes das ligações dos extensômetros elétricos

Os extensômetros utilizados para o monitoramento dos estribos eram de fabricação de “**KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS CO, LTDA – JAPÃO**” e possuíam as seguintes características técnicas:

- configuração unidirecional
- comprimento ativo da grade do extensômetros: 5mm
- dimensões da matriz = 9,4mm x 2,8 mm
- Largura da grade = 1,4 mm

- base epóxica/fenólica com encapsulamento em resina poliéster;
- elemento resistor: cobre/níquel
- tolerância da resistência: 120 OHM
- fator do extensômetros: 2,11
- resistência a fadiga: 12×10^{-6} ciclos
- nível de deformação: $\pm 1500 \times 10^{-6}$ strain
- resistência a deformação: 5% (temperatura ambiente)
- faixa de temperatura compensada: 10°C a $+100^{\circ}\text{C}$
- coeficiente de dilatação térmica = $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- temperatura de operação: -196°C a 150°C
- terminais e fios primários: terminais implantados na própria matriz com fios com 2,5 cm de comprimento, soldados a esses terminais através de processo industrializado com controle de precisão.

3.3.5 Execução das Vigas

As vigas foram moldadas em formas de compensado resinado, com reforços laterais em madeira de pinus, conforme pode ser observado na Figura 3.18.

Com o objetivo de facilitar a desforma das vigas foi aplicada uma demão de desmoldante aproximadamente duas horas antes do início da concretagem em todas as faces internas das formas.

As armaduras longitudinais foram confeccionadas pelo próprio autor desse trabalho obedecendo às prescrições da norma brasileira, NBR 6118 (1978), referentes a dobramento. Já as armaduras transversais foram confeccionadas pela empresa que desenvolveu os estribos autotravantes. No caso dos estribos convencionais, a execução também obedeceu às prescrições da NBR 6118 no que diz respeito ao raio de dobramento e aos ganchos das extremidades. Porém, no caso dos estribos autotravantes, as prescrições normativas não puderam ser satisfeitas justamente em função do processo de fabricação e da finalidade a que se destinam estes estribos.



Figura 3.18 – Vista superior das formas das vigas

As nove vigas foram concretadas em cerca de três horas. Aproximadamente na metade da concretagem foram extraídos os corpos de prova necessários ao acompanhamento da evolução da resistência à compressão do concreto e determinação da mesma na época dos ensaios.

O concreto foi transportado do caminhão betoneira até a lateral das formas com auxílio de um carrinho-de-mão em uma distância inferior a 10 m sendo então lançado ao interior das formas com auxílio de pás. O lançamento foi executado em camadas de aproximadamente 12 cm que eram então adensadas com auxílio de um vibrador de imersão.

Cada uma das camadas de concreto era lançada primeiramente a todas as nove vigas antes que a camada seguinte fosse lançada a qualquer uma. Este procedimento tinha por objetivo promover o equilíbrio das pressões nos painéis internos das faces laterais das vigas tendo-se em vista a impossibilidade de travamento desses painéis em função da configuração de formas adotada (somente os painéis de contorno possuíam travamento capaz de suportar as pressões exercidas pelo concreto) (ver Figura 3.18).

Para a cura do concreto encharcou-se as superfícies e formas das vigas nos três primeiros dias após a concretagem, quando então foi realizada a desforma das vigas. Após a desforma, as vigas foram mantidas úmidas por mais dois dias. Até este momento as vigas permaneceram cobertas com plástico, impedindo a rápida evaporação da água. Após este

período de cinco dias, as vigas permaneceram sob condições ambientes até a época da realização dos ensaios.

3.3.6 Dimensões, Materiais e Execução da Viga VC4

A viga VC4 foi armada transversalmente com estribos convencionais e detalhamento idêntico ao das outras três vigas do grupo VC, tendo por objetivo acrescentar informações sobre o comportamento deste grupo de vigas.

Todas as armaduras utilizadas na confecção de VC4 eram provenientes dos mesmos lotes de armaduras utilizadas para a confecção de todas as demais vigas, exceto as barras longitudinais de compressão ($2 \phi 5,0$ mm).

O concreto utilizado foi misturado “*in loco*” com auxílio de uma betoneira com capacidade nominal de 350 litros de acordo com as proporções indicadas na Tabela 3.5, tendo sido necessária apenas uma betonada para a execução da viga e também de dez corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm para acompanhamento da evolução da resistência à compressão do concreto e determinação de seu valor no dia do ensaio. Na execução desta viga não foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone.

Tabela 3.5 – Proporções da mistura de concreto (por m³)

Material	Quantidade
areia	847 kg
brita 1	1059 kg
cimento CP IV - 32	381 kg
água	195 kg

Dois estribos da viga VC4, assim com em VA1 e VA2, foram monitorados com auxílio de extensômetros elétricos de 350 ohms. A locação dos estribos monitorados

no interior da viga VC4 assim como o posicionamento de cada extensômetro estão indicados na Figura 3.19.

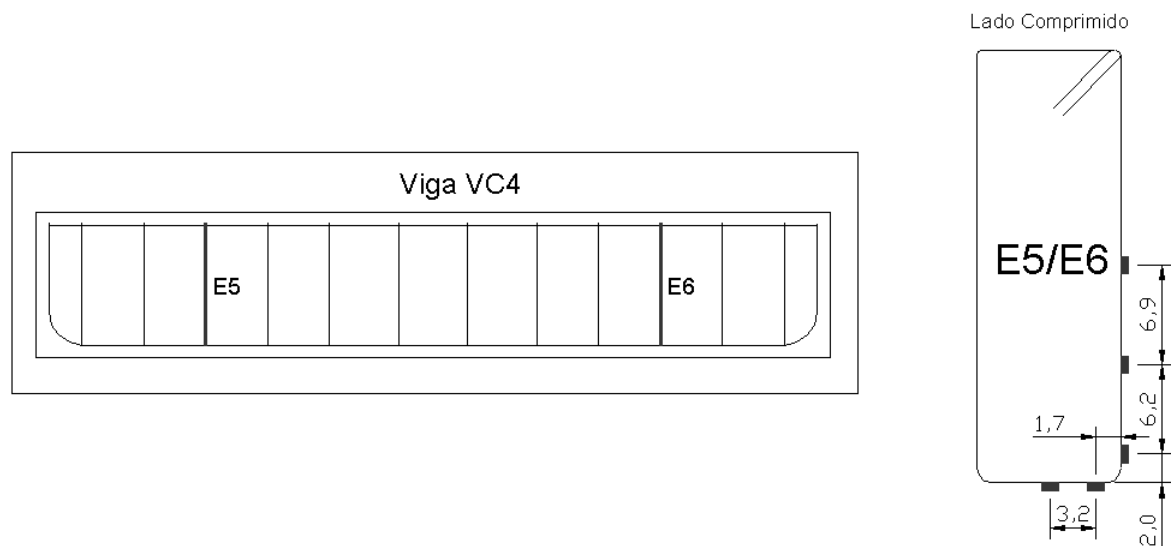


Figura 3.19 – Localização dos estribos monitorados em VC4 (vista frontal) e posicionamento dos extensômetros

Todos os demais detalhes relativos à execução desta viga (VC4), os equipamentos e instrumentos de medição e os procedimentos de ensaio (item 3.3.7) da mesma são idênticos aos das nove vigas anteriores desta etapa de ensaios.

Na data do ensaio de VC4, nove dias após sua execução, seis corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm foram rompidos para determinação da resistência à compressão do concreto. Os resultados deste ensaio complementar são apresentados no capítulo seguinte.

3.3.7 Modelo e Procedimento de Ensaio

Assim como na primeira etapa dos ensaios, também nesta foi utilizado o ensaio de flexão a quatro pontos como mostra a Figura 3.20.

Com o objetivo de medir os deslocamentos verticais, as dez vigas foram instrumentadas no meio do tramo em ambas as faces e abaixo dos pontos de aplicação das cargas, ou seja, 25 cm à direita e 25 cm à esquerda do meio do tramo em uma das faces laterais das vigas utilizando-se para tanto quatro transdutores elétricos de deslocamento. Os apoios também foram instrumentados em uma das faces das vigas afim de eliminar possíveis leituras provenientes de movimentação dos apoios, sendo utilizados neste caso relógios comparadores de deslocamentos digitais. O esquema do posicionamento dos medidores de deslocamentos instalados na face oposta a face frontal ou de referência das vigas podem ser vistos na Figura 3.20.

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma máquina hidráulica com capacidade nominal de 3000 kN. A carga era aplicada em um perfil metálico, bi-apoiado sobre a viga ensaiada, segundo uma taxa de aproximadamente 0,2 kN/seg., até atingir a ruína da viga.

As leituras dos deslocamentos no centro do vão e abaixo dos pontos de aplicação das cargas, da força aplicada medida por uma célula de carga e dos extensômetros foram efetuadas com auxílio de um sistema de aquisição de dados que realizava uma leitura a cada dois segundos aproximadamente. Todos os dados foram armazenados em arquivo eletrônico e posteriormente analisados. Alguns destes dados são apresentados no Apêndice II deste trabalho.

Já as leituras dos relógios comparadores de deslocamentos digitais localizados sobre os apoios eram efetuadas por uma pessoa que anotava em uma planilha os valores medidos a cada incremento de carga de 10 kN.

Assim como foi feito na primeira etapa de ensaios, a face anterior das vigas ou face de referência foi pintada com tinta branca para possibilitar uma melhor visualização das fissuras.

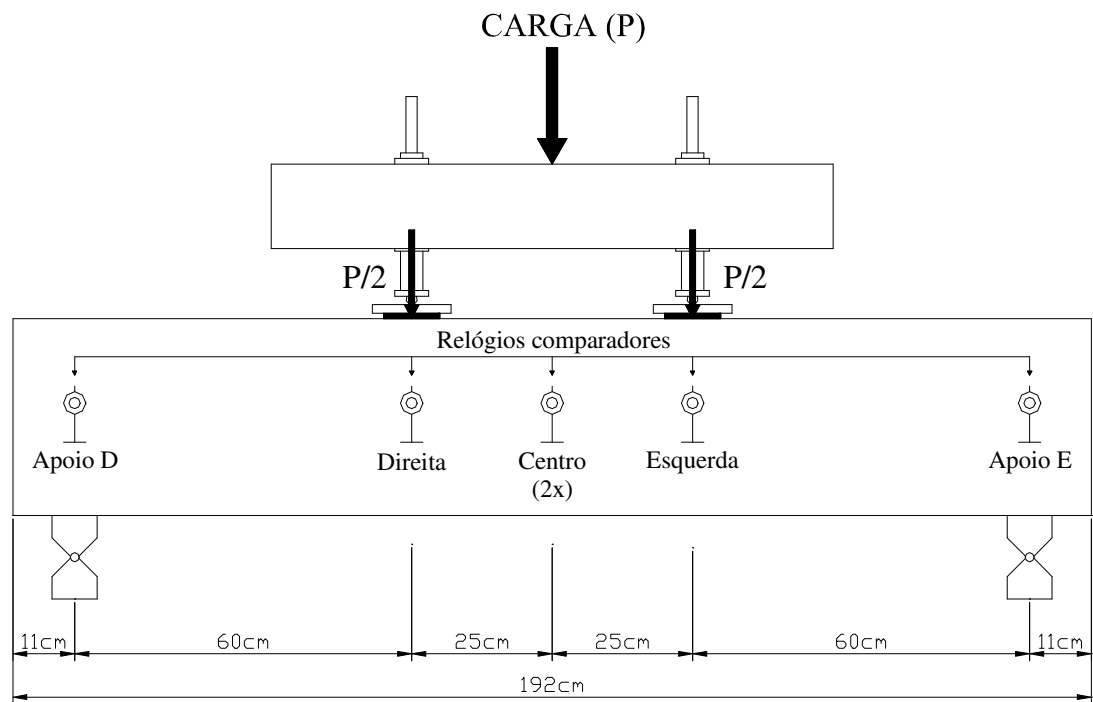


Figura 3.20 – Esquema representativo dos ensaios (vista oposta a face de referência ou frontal)

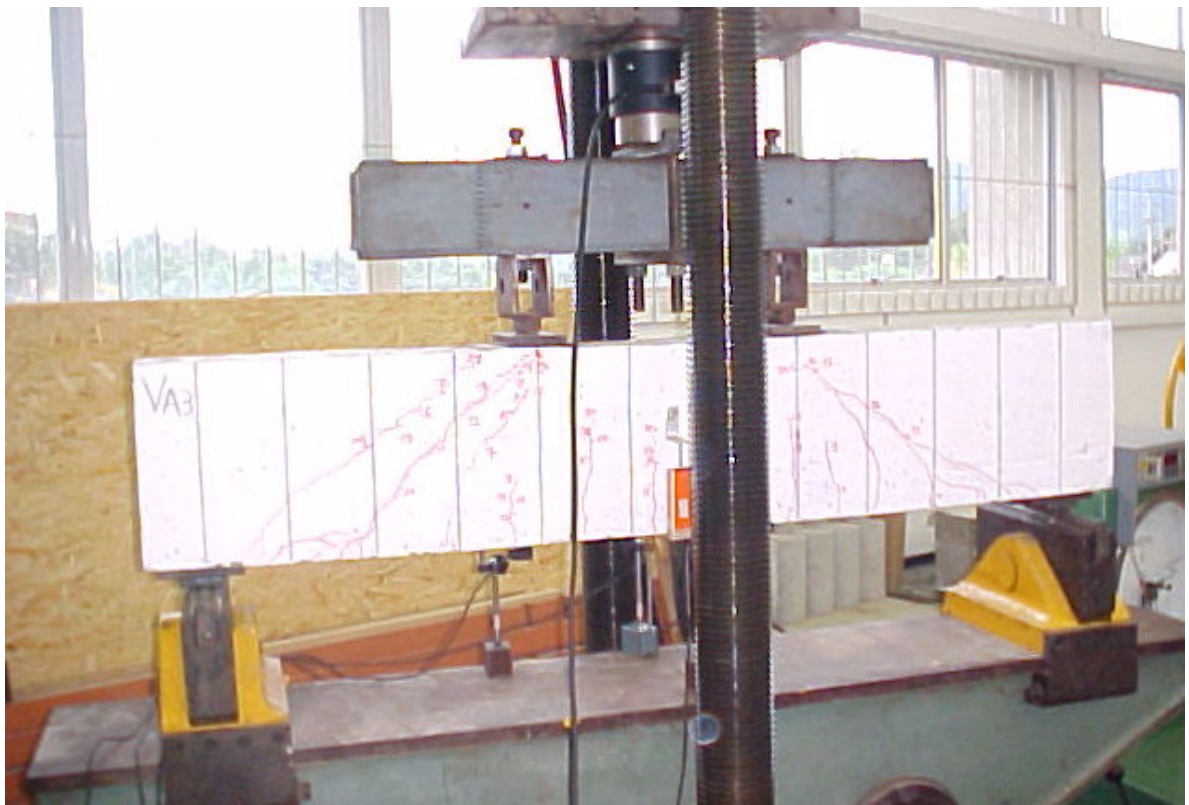


Figura 3.21 – Montagem do ensaio (vista frontal)

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados e a análise de cada uma das etapas do estudo experimental.

4.1 Primeira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes

4.1.1 Considerações Gerais

Neste item 4.1 serão apresentados os resultados obtidos na primeira etapa dos estudos experimentais. Estes resultados serão comparados com os obtidos em ensaios realizados por Pinto (2001) em vigas similares com estribos convencionais e estribos autotravantes de geometria diferenciada (Modelo A), conforme apresentado no item 2.6.

4.1.2 Carga e Modo de Ruína

Na Tabela 4.1 a seguir são apresentadas as cargas de ruptura das vigas ensaiadas nesta etapa, os ângulos médios das fissuras diagonais das vigas com a horizontal e a resistência à compressão do concreto utilizado na confecção das vigas, obtida na data da realização dos ensaios.

Os ângulos médios das fissuras diagonais foram obtidos a partir das fotografias realizadas durante os ensaios. Estas fotografias foram digitalizadas e posteriormente, com auxílio de recursos computacionais, os ângulos foram medidos, conforme mostra Figura 4.1.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios da primeira etapa

Viga	Carga de Ruína (kN)		Resistência à Compressão	θ
	P	Média		
V1	104,0	108,3	16,7 MPa	28°
V2	115,0			26°
V3	106,0			27°

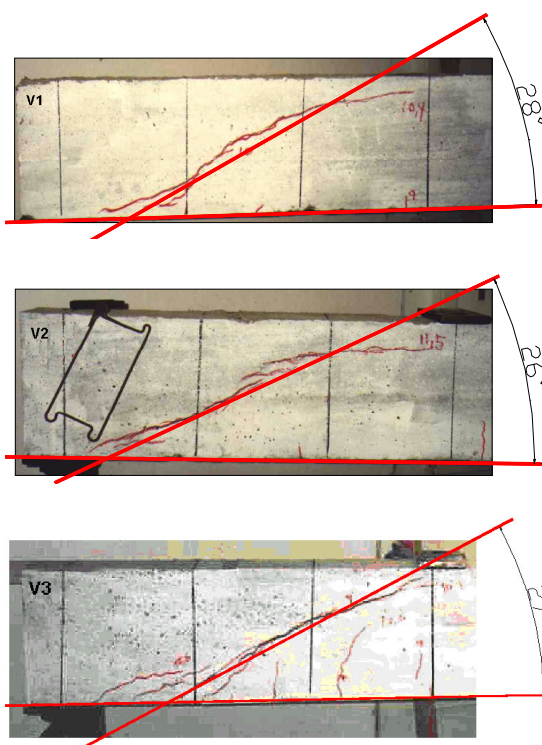


Figura 4.1 – Medição dos ângulos das fissuras diagonais

Após realizada uma inspeção visual das armaduras, feita depois da retirada do concreto envolvente na região da ruptura, verificou-se que todas as vigas apresentaram o mesmo modo de ruína, caracterizado pela perda de pressão do estribo autotravante sobre a

armadura longitudinal de compressão ($2 \phi 8,0\text{mm}$) (Figura 4.2). Este comportamento indica um processo de retificação da geometria do estribo.



Figura 4.2 – Configuração não deformada (e) e deformada (d) do estribo autotravante após a ruptura (retificação do estribo)

Comparando-se as cargas últimas obtidas com a utilização de estribos autotravantes (Tabela 4.1) com estribos convencionais (Tabela 2.1) e considerando desprezíveis as variações na carga última causadas pelas diferenças entre resistência de concretos (16,7 MPa para V1 à V3 e 18,0 MPa para VPC1 à VPC3), verifica-se que as vigas com estribos autotravantes apresentaram um desempenho aproximadamente 6% menor que as vigas com estribos convencionais com relação a carga última, entretanto, observa-se que uma viga com estribos autotravantes, V2, atingiu valor de carga última (115,0 kN) maior que duas vigas com estribos convencionais, VPC1 e VPC2 (110,0 e 112,0 kN respectivamente).

Este primeiro estudo identificou que o tipo de estribo autotravante estudado neste trabalho (Modelo B) apresenta um desempenho superior ao estribo autotravante estudado por Pinto (2001) (Modelo A). A existência de um ramo vertical bem definido no estribo aqui estudado fornece um melhor rendimento (108,3 kN para carga de ruptura média em relação à 93,7 kN).

Com relação à comparação entre o desempenho de estribos autotravantes com a geometria do Modelo B, e estribos convencionais, este primeiro estudo ainda é

inconclusivo principalmente porque as cargas de ruína não se diferenciam significativamente.

Como a taxa de armadura transversal utilizada é pequena, para que se conheça com melhor precisão o desempenho do estribo autotravante é necessário o ensaio de vigas mais armadas transversalmente mantendo a condição de ruptura por cisalhamento.

4.1.3 Deslocamentos Verticais

A seguir (Figura 4.3 à Figura 4.5) serão apresentadas as leituras de deslocamentos verticais medidos em cada uma das vigas enquanto a Figura 4.6 apresenta uma comparação entre os diagramas carga-deslocamento no meio do vão das três vigas ensaiadas nesta etapa e também da viga VPC2 ensaiada por Pinto (2001). Não foi possível a obtenção de resultados de deslocamento nos pontos fora do centro do tramo da viga V2.

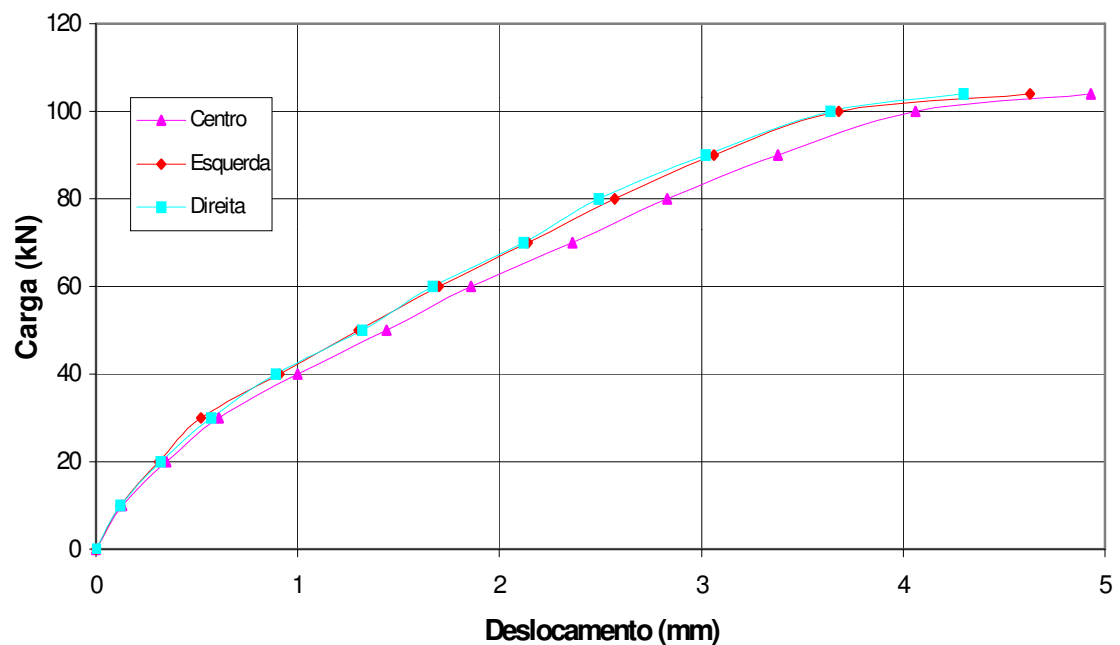


Figura 4.3 – Diagramas carga-deslocamento viga V1

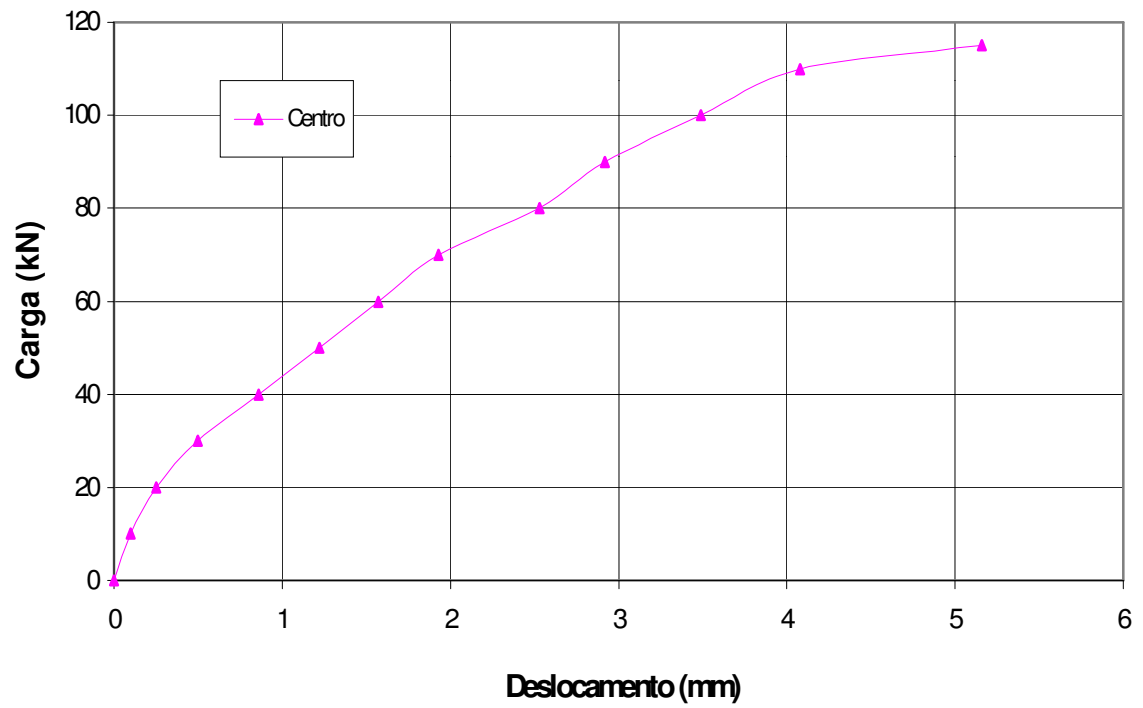


Figura 4.4 Diagrama carga-deslocamento centro do vão viga V2

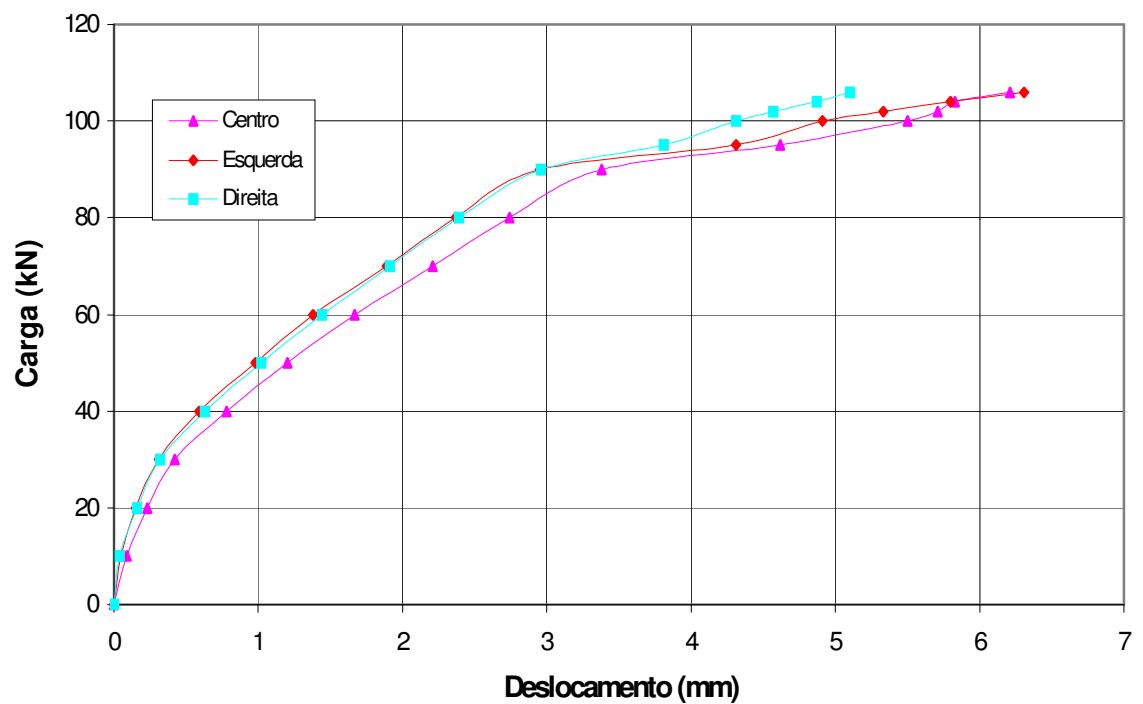


Figura 4.5 – Diagramas carga-deslocamento viga V3

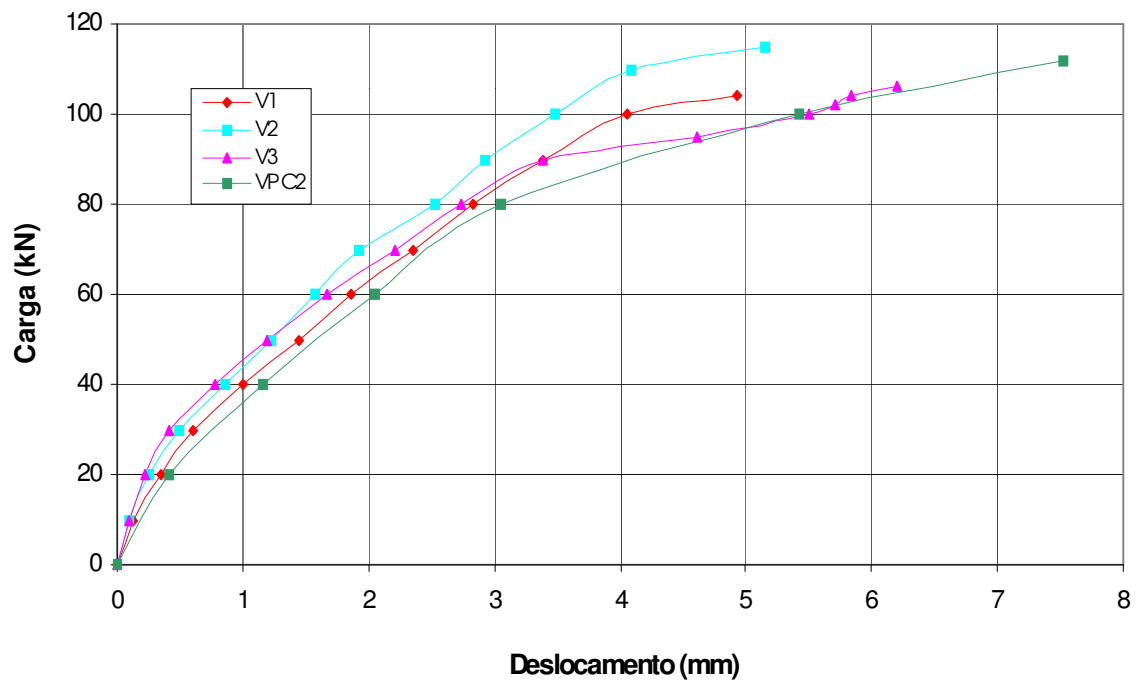


Figura 4.6 Diagramas carga-deslocamento meio do vão das vigas V1, V2, V3 e VPC2

Analisando as curvas da Figura 4.6, é possível perceber que as vigas com estribos autotravantes apresentaram aparentemente maior rigidez que as vigas com estribos convencionais. Entretanto, esta diferença pode ter sido ocasionada pelo uso de materiais constituintes diferentes entre as misturas de concreto.

4.1.4 Capacidade Resistente das Vigas Segundo Normas Nacionais e Internacionais

Neste item serão apresentadas as capacidades resistentes das vigas ensaiadas de acordo com as propostas do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), do Código Modelo CEB-FIP (1990) e do ACI 318M (1995). Para tanto foram utilizados somente valores médios sem qualquer coeficiente de majoração de cargas ou minoração de resistências. No caso do aço da armadura transversal utilizado, devido a inexistência de ensaios para determinação da sua tensão de escoamento, foi adotado o valor da tensão nominal do aço CA 60 (600MPa). A resistência à tração do concreto foi obtida com das expressões recomendadas por cada norma a partir de uma resistência à compressão de 16,7 MPa. Como os ensaios apresentaram um valor de inclinação médio das fissuras de 27°, inferior ao

mínimo proposto pelo Modelo de Cálculo II da NBR 6118 adotou-se, neste caso, o ângulo das diagonais comprimidas mínimo sugerido pela Norma, ou seja, 30°.

Na Tabela 4.2 a seguir, é apresentado um resumo dos resultados onde constam os ângulos de inclinação da diagonal comprimida utilizados nos cálculos e as capacidades últimas das vigas. Todos os valores apresentados nesta tabela dizem respeito à carga total (P) aplicada às vigas. Os cálculos que conduziram a estes valores são apresentados no Apêndice II.

Tabela 4.2 – Capacidade resistente das vigas ensaiadas

Critério	θ	Carga Última (P) (kN)
NBR 6118 (2001) - Modelo I	45°	107,4
NBR 6118 (2001) - Modelo II	30°	122,0
Código Modelo CEB-FIP (1990)	27°	83,6
ACI 318M (1995)	45°	101,0

Analisando os valores de capacidade última de carga propostos pelas propostas de dimensionamento da Tabela 4.2, nota-se que, exceto o Modelo II do Projeto de Revisão da NBR 6118, todos os demais indicam uma capacidade de carga inferior à média obtida nos ensaios desta etapa (108,3 kN).

Estes valores apresentados poderiam ser diferentes caso fossem utilizados valores de resistência de aço obtidos experimentalmente ao invés de um valor teórico de resistência do aço de 600 MPa. Possivelmente neste caso os valores sugeridos pelas Normas seriam superiores aos apresentados.

4.2 Segunda Etapa – Corpos de Prova Prismáticos

4.2.1 Ensaios Complementares

- Concreto

Para cada uma das fases desta etapa de ensaios três corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura foram rompidos para a determinação da resistência à compressão do concreto. Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resistência do concreto à compressão (aos 30 dias de idade)

Corpo de Prova	Primeira fase		Segunda fase	
	Carga de Ruptura (kN)	Resistência à Compressão (MPa)	Carga de Ruptura (kN)	Resistência à Compressão (MPa)
1	133,0	16,9	276,0	35,1
2	124,0	15,8	270,0	34,4
3	125,0	15,9	302,0	38,5
fcj (MPa)	16,2		36,0	

- Aço

A Tabela 4.4 apresenta os resultados dos ensaios de tração axial efetuados em cinco corpos de prova provenientes do mesmo lote de aço com que foram confeccionados os estribos. Pode-se observar que este lote possui carga de ruptura média de 15,2 kN e, como trata-se de barras de diâmetro 5,0 mm a tensão média de ruptura é de 776,3 MPa.

Tabela 4.4 – Resultado dos ensaios de tração no aço

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)
CP 1	15,4	786,4
CP 2	15,3	777,7
CP 3	15,1	769,5
CP 4	15,3	779,7
CP 5	15,1	768,0
Média	15,2	776,3

4.2.2 Modo e Carga de Ruína

Os corpos de prova ensaiados nesta etapa, todos compostos por estribos de bitola 5,0 mm, apresentaram quatro modos de ruptura distintos que são apresentados a seguir.

→ Tipo 1 – ruptura da barra de aço

Ruptura de uma das barras constituintes do estribo em elevados níveis de carregamento. Este tipo de ruptura pode ser observado na Figura 4.7 que mostra um corpo de prova que teve a camada inferior de concreto removida para visualização do ponto de ruptura da barra de aço.

→ Tipo 2 – ruptura do bloco de concreto

Esta ruptura caracterizou-se pela divisão do bloco de concreto em dois pedaços na presença de baixos níveis de carregamento e ocorreu somente em três corpos de prova sendo que as respectivas cargas de ruptura foram desprezadas nos cálculos das capacidade médias. A Figura 4.8 ilustra este tipo de ruptura.



Figura 4.7 – Ruptura tipo 1 (o concreto foi removido após a ruptura)

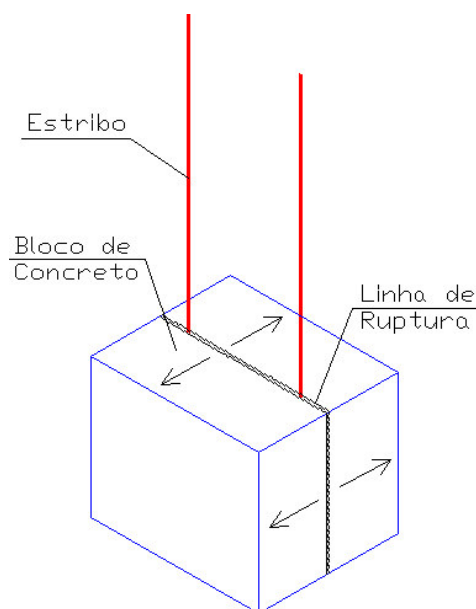


Figura 4.8 – Ruptura tipo 2

⇒ Tipo 3 – ruptura por falta de aderência

Ruptura por escorregamento de uma das barras constituintes do estribo. A Figura 4.9 exemplifica este tipo de ruptura.

Esta ruptura ocorreu somente em corpos de prova constituídos por estribos convencionais cujo lado descontinuo estava inserido no concreto e o escorregamento se deu

sempre na barra de menor comprimento de ancoragem. Quando esta barra de menor comprimento de ancoragem perdia sua aderência, não possuía capacidade de resistir aos acréscimos de carregamento que passavam então a ser resistido somente pela barra de maior comprimento de ancoragem até sua ruptura. Na Figura 4.9 é mostrado um corpo de prova que apresentou esta ruptura com dois detalhes indicados por um círculo vermelho. No detalhe superior direito é mostrado o escorregamento da barra de menor comprimento de ancoragem e no detalhe inferior esquerdo é mostrada a ruptura da barra de maior comprimento de ancoragem.

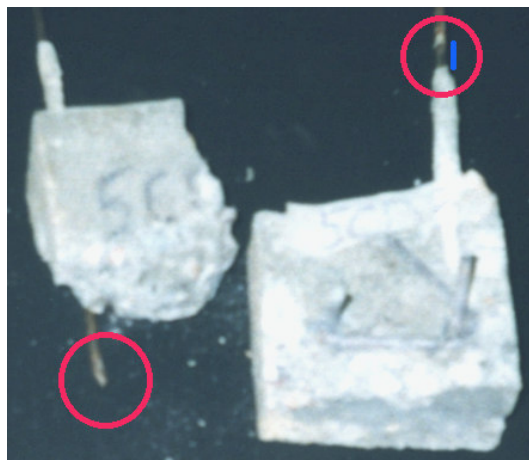


Figura 4.9 – Ruptura tipo 3 – detalhe do escorregamento de uma barra e ruptura da outra

→ Tipo 4 – ruptura por descolamento

Ruptura por descolamento de uma camada do bloco de concreto em função das tensões provenientes da tendência de retificação da geometria do estribo autotravante (Figura 4.10).



Figura 4.10 – Ruptura tipo 4

Na Tabela 4.5 são apresentadas as cargas de ruptura dos corpos de prova ensaiados assim como os tipos de ruptura de cada um deles para os corpos de prova de 10x10x10 cm da primeira fase. Na Tabela 4.6 são apresentados os resultados dos corpos de prova de 12x10x10 cm da primeira fase, e na Tabela 4.7 são apresentados os resultados dos corpos de prova de 12x12x10 cm da segunda fase.

A identificação de cada um dos corpos de prova é feita de acordo com o exposto na página 54. Todos os corpos de prova foram confeccionados com estribos de bitola 5,0 mm.

A Figura 4.11 resume os resultados, informando a carga de ruptura média, o tipo de ruptura, as dimensões, a espessura do cobrimento e a resistência à compressão do concreto de cada um dos grupos de corpos de prova ensaiados.

Tabela 4.5 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova

Primeira Fase			
Corpos de Prova - 10 x 10 x 10 - cobrimento 1,5 cm			
Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Carga de Ruptura Média (kN)	Tipo de Ruptura
5CC1	29,0	28,5	1
5CC2	22,9*		2
5CC3	27,9		1
5CD1	19,3	19,0	3
5CD2	19,0		3
5CD3	18,7		3
5AC1	19,7	20,0	4
5AC2	19,5		4
5AC3	20,7		4
5AD1	18,0	18,4	4
5AD2	19,0		4
5AD3	18,3		4
6CC1	27,0	27,5	1
6CC2	28,0		1
6CC3	26,5*		2
6CD1	19,0	21,0	3
6CD2	23,0		3
6CD3	16,0*		2
6AC1	20,6	22,3	4
6AC2	22,7		4
6AC3	23,6		4
6AD1	21,3	22,1	4
6AD2	24,5		4
6AD3	20,6		4

* Valor não computado na média – modo de ruptura discrepante

Tabela 4.6 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova

Primeira Fase			
Corpos de Prova - 12 x 10 x 10 - cobrimento 1,5 cm			
Corpo de Prova	Carga de Ruptura. (kN)	Carga de Ruptura Média (kN)	Tipo de Ruptura
5AC4	21,4	21,5	4
5AC5	21,2		4
5AC6	21,9		4
5AD4	22,0	21,3	4
5AD5	21,2		4
5AD6	20,7		4
6AC4	24,7	25,0	4
6AC5	24,3		4
6AC6	26,0		4
6AD4	22,8	22,9	4
6AD5	25,3		4
6AD6	20,7		4

Tabela 4.7 – Cargas e tipos de ruptura dos corpos de prova

Segunda Fase			
Corpos de Prova - 12 x 12 x 10 - cobrimento 2,5 cm			
Corpo de Prova	Carga de Ruptura. (kN)	Carga de Ruptura Média (kN)	Tipo de Ruptura
5AC7	26,5	27,1	1
5AC8	27,6		1
5AC9	27,1		1
5AD7	26,3	26,4	1
5AD8	26,0		1
5AD9	26,9		1
6AC7	27,4	27,4	1
6AC8	27,3		1
6AC9	27,4		1
6AD7	28,1	28,2	1
6AD8	28,3		1
6AD9	28,2		1

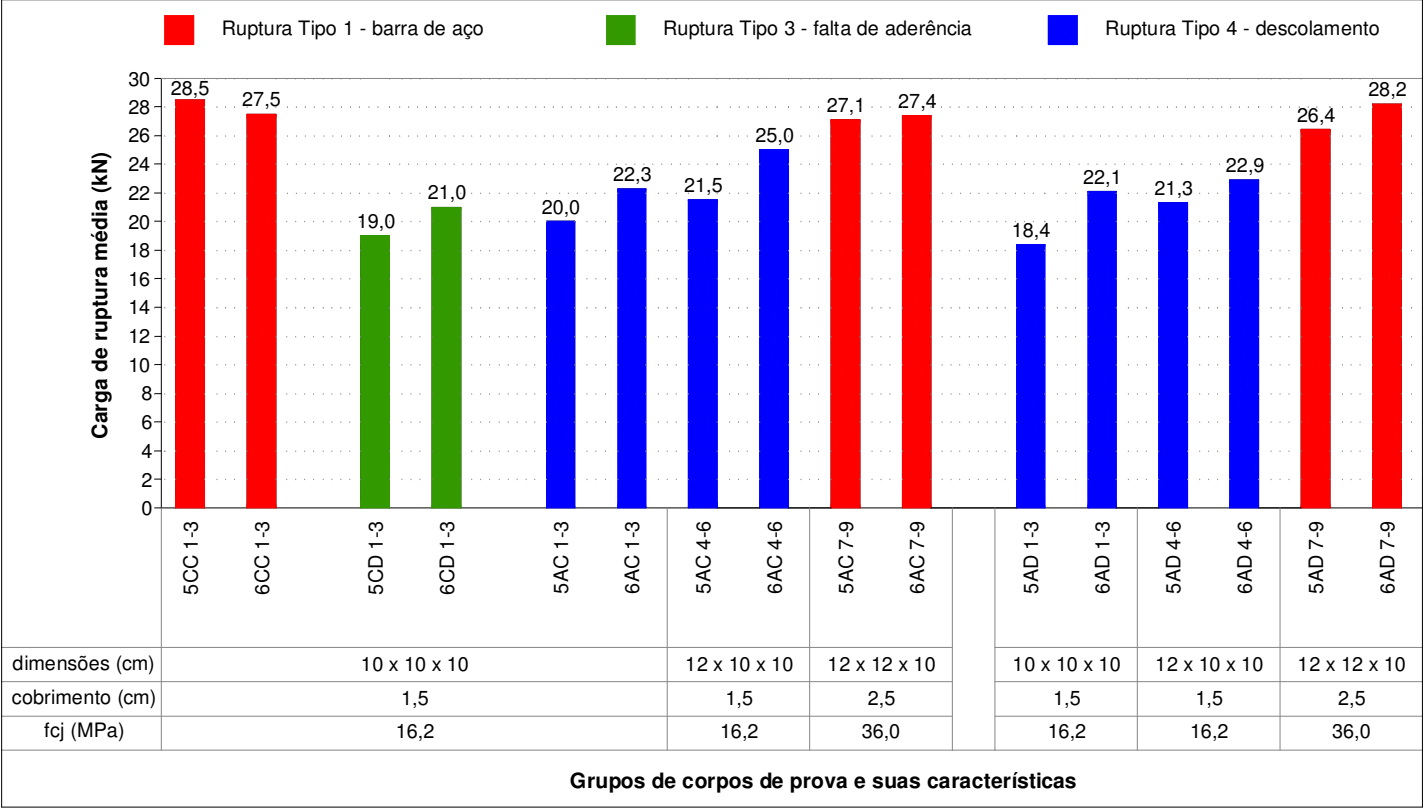


Figura 4.11– Cargas de ruptura médias e características dos grupos de corpos de prova

Analisando a Figura 4.11 pode-se perceber algumas tendências dos ensaios que são apresentadas a seguir:

- Com relação ao tamanho do corpo de prova

Em todas as comparações entre corpos de prova onde a única variável é a dimensão “b”, largura do bloco (que neste caso simula a largura de uma viga), a maior capacidade de carga é verificada nos corpos de prova que possuem esta dimensão maior.

- Com relação à espessura de cobrimento, à resistência à compressão do concreto e a altura do bloco

Os corpos de prova com maior espessura de cobrimento, maior resistência à compressão do concreto e maior altura que outros com as demais características idênticas apresentaram maior capacidade de carga alcançando níveis semelhantes aos dos corpos de prova com estribos convencionais que tiveram capacidade de carga limitada pela resistência do aço apresentando o mesmo tipo de ruptura.

Porém, como o acréscimo de capacidade ocorreu com o aumento da espessura de cobrimento e da resistência à compressão do concreto simultaneamente, não é possível definir que fator causou maior influência.

- Com relação à bitola da armadura longitudinal

Em todas as comparações entre grupos de mesmas características exceto bitola da armadura longitudinal, o estribo fabricado para armadura longitudinal de 6,3 mm apresentou melhor desempenho que o estribo fabricado para armadura de 5,0 mm, o que indica que a curvatura do estribo autotravante influencia a sua capacidade resistente.

- Com relação ao tipo de estribo

Os corpos de prova com estribos convencionais em seu lado contínuo apresentaram uma ruptura já esperada, onde uma das barras do estribo alcançou seu limite de resistência. Já os corpos de prova com estribos autotravantes apresentaram um tipo de ruptura bem particular, o mesmo verificado na primeira etapa dos ensaios, ou seja, a retificação do estribo com conseqüente descolamento de uma camada do bloco de concreto.

Esta característica dos corpos de prova com estribos autotravantes não foi verificada naqueles com maior espessura de cobrimento e maior resistência à compressão do concreto. Nestes casos a capacidade resistente foi limitada pela resistência do aço constituinte do estribo, ou seja, o desempenho apresentado foi semelhante ao dos corpos de prova com estribos convencionais.

- Com relação ao lado do estribo

A maioria dos corpos de prova com lado contínuo inserido no concreto e demais características idênticas apresentaram maior capacidade de carga que os com lado descontínuo inserido. Esta característica é muito acentuada no caso dos estribos convencionais. Neste caso até o tipo de ruptura apresentado foi diferente, ocorrendo uma falha de ancoragem na barra de menor comprimento.

4.3 Terceira Etapa – Vigas de Concreto Armadas com Estribos Autotravantes, Convencionais e sem Estribos

4.3.1 Ensaios Complementares

- **Concreto**

Durante a concretagem das vigas foram extraídos diversos corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura que foram mantidos nas mesmas condições de cura que as vigas. Destes corpos de prova, na época dos ensaios das vigas, sete foram ensaiados para a determinação da resistência a compressão do concreto, segundo recomendações da NBR 5739 (1994) e outros nove foram ensaiados para a determinação da resistência a tração do concreto, seguindo as recomendações da NBR 7222 (1994). Os resultados destes ensaios são apresentados na Tabela 4.8 e na Tabela 4.9 respectivamente.

Tabela 4.8 – Resistência do concreto à compressão (aos 30 dias de idade)

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Resistência à compressão (MPa)
CP 1	179,7	22,9
CP 2	194,5	24,8
CP 3	180,3	23,0
CP 4	175,4	22,3
CP 5	161,0	20,5
CP 6	169,0	21,5
CP 7	164,5	20,9
fcj (MPa)		22,3

Tabela 4.9 – Resistência à tração do concreto (aos 30 dias de idade)

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Resistência à tração (MPa)
CP1	72,9	2,32
CP2	91,7	2,92
CP3	92,9	2,96
CP4	81,3	2,59
CP5	76,1	2,42
CP6	76,2	2,43
CP7	74,2	2,36
CP8	73,1	2,33
CP9	84,9	2,70
fctj (MPa)		2,56

Na Tabela 4.10 em seguida são apresentados os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão do concreto utilizado na confecção da viga VC4.

Tabela 4.10 – Resistência do concreto da viga VC4 à compressão (aos 09 dias de idade)

Corpo de Prova	Carga de Ruptura (kN)	Resistência à Compressão (MPa)
CP1	216,1	27,5
CP2	216,5	27,6
CP3	185,8	23,7
CP4	183,3	23,3
CP5	215,0	27,4
CP6	211,5	26,9
fcj		26,1

- **Aço**

O diagrama tensão-deformação médio do aço utilizado nas armaduras transversais foi obtido a partir do ensaio de três corpos de prova provenientes do mesmo lote de armaduras que foi empregado nas vigas. O ensaio foi realizado com auxílio de extensômetros elétricos colados aos corpos de prova e os resultados são apresentados na Figura 4.12, onde também é apresentado o diagrama teórico para o aço CA60.

A tensão média de ruptura dos corpos de prova encontrada foi de 802,7 MPa e o diagrama tensão-deformação médio que inclui esta tensão será o adotado para as futuras análises.

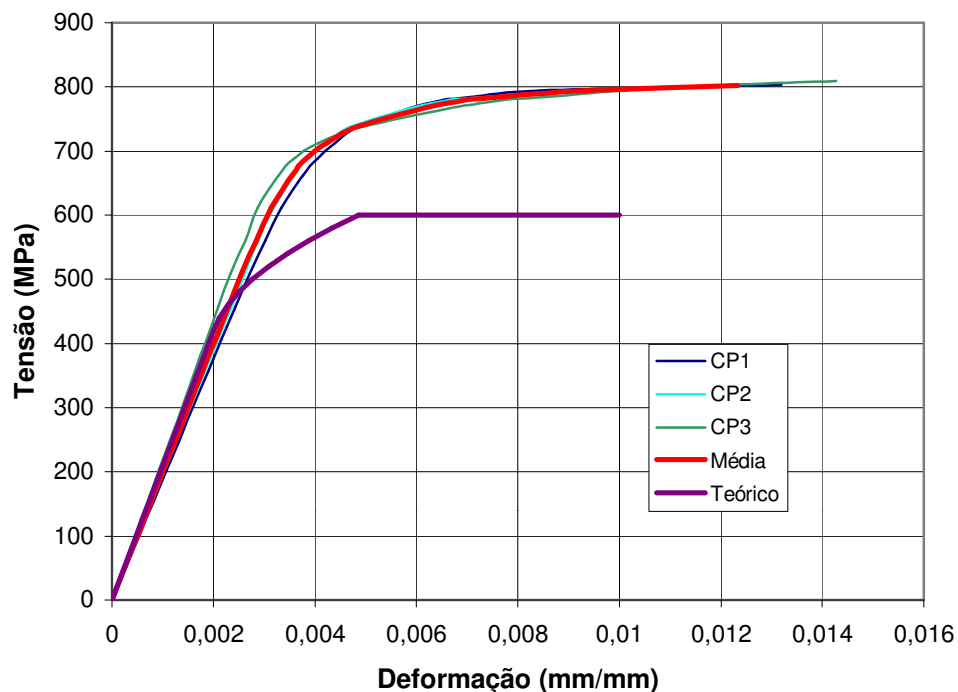


Figura 4.12 – Diagramas tensão-deformação das armaduras transversais

4.3.2 Carga e Modo de Ruína das Vigas

O primeiro ensaio, realizado com a viga VC3, foi iniciado com a expectativa de que a carga total de ruína das vigas fosse inferior a 200 kN sendo para tanto utilizada uma célula de carga com capacidade nominal de 200 kN. Entretanto, esta capacidade foi excedida, o que ocasionou a interrupção do ensaio para a substituição da célula de carga. No momento em que houve a interrupção do ensaio a viga apresentava elevados níveis de fissuração. Após a substituição da célula de carga por uma outra com capacidade nominal de 500 kN o ensaio foi reiniciado e conduzido até a ruína da viga.

Concluída a execução de todos os ensaios, o concreto que envolvia as armaduras das vigas dos grupos VA e VC nas regiões onde se deu o colapso foi removido com o objetivo de avaliar quais foram as reais causas da ruptura das mesmas e as condições finais das armaduras, especialmente os estribos autotravantes.

Após a verificação do estado das armaduras pode-se concluir que os modos de ruína foram os seguintes:

- **Vigas armadas com estribos autotravantes**

Todas as vigas do grupo VA apresentaram o mesmo tipo de ruptura que coincidiu com o já verificado nos ensaios da primeira e segunda etapas. Ou seja, houve uma perda de pressão do estribo autotravante sobre a armadura longitudinal devido a tendência de retificação dos cantos do estribo (Figura 4.13).



Figura 4.13 – Configurações não deformada (e) e deformada (d) do estribo autotravante após a ruptura (retificação do estribo)

- **Vigas armadas com estribos convencionais**

Todas as vigas armadas com estribos convencionais, VC2, VC3 e VC4, apresentaram ruptura por deformação excessiva das armaduras transversais. Barras de aço rompidas e barras com sinais de estricção foram encontradas na inspeção visual destas vigas (Figura 4.14).



a) Estribo Rompido



b) Estribo Rompido



c) Estricção do aço

Figura 4.14 – Ruptura dos estribos convencionais

- **Vigas sem armadura transversal**

As três vigas constituintes do grupo VS apresentaram modos de ruptura semelhantes. Com o acréscimo do carregamento aplicado as fissuras de cisalhamento

Tabela 4.11 – Cargas e modos de ruptura, resistência à compressão e ângulo das fissuras das vigas ensaiadas

Viga	Carga de Ruína (kN)		Resistência à Compressão	θ
	P	Média		
VA1	247,7	247,1	22,3 MPa	44°
VA2	257,1			47°
VA3	236,4			46°
VC2	300,9	294,4	22,3 MPa	32°
*VC3	240,3			54°
VC4	287,9		26,1 MPa	33°
VS1	188,6	170,5	22,3 MPa	54°
VS2	127,9			32°
VS3	195,0			33°

* Viga não computada na média – carga de ruptura não representativa.

A Figura 4.16 apresenta a leitura dos ângulos das fissuras das nove vigas testadas. Já a Figura 4.17 apresenta um histograma onde aparecem as cargas de ruína de cada uma das vigas.

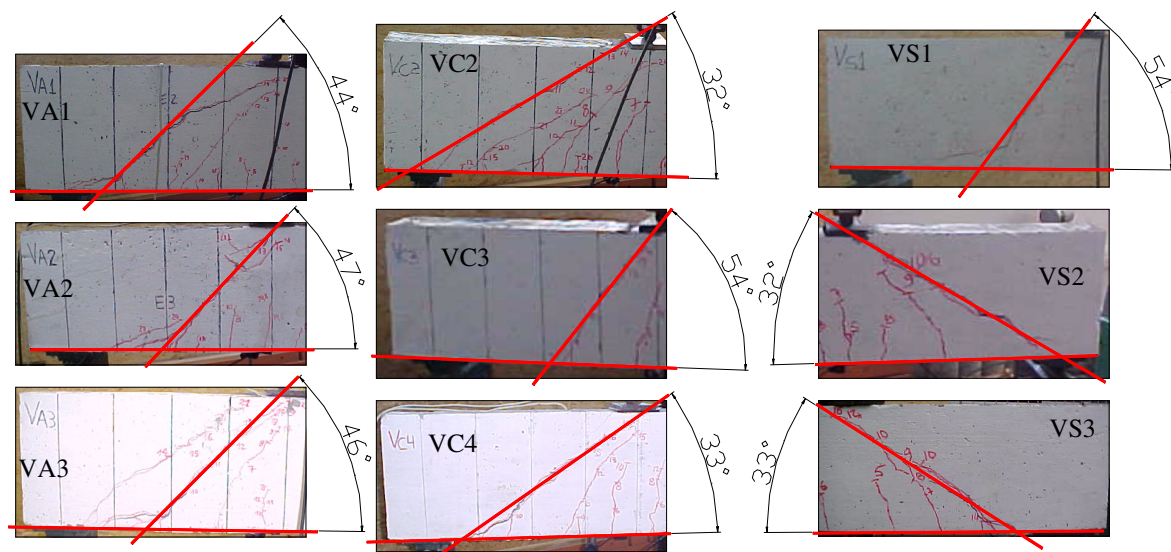
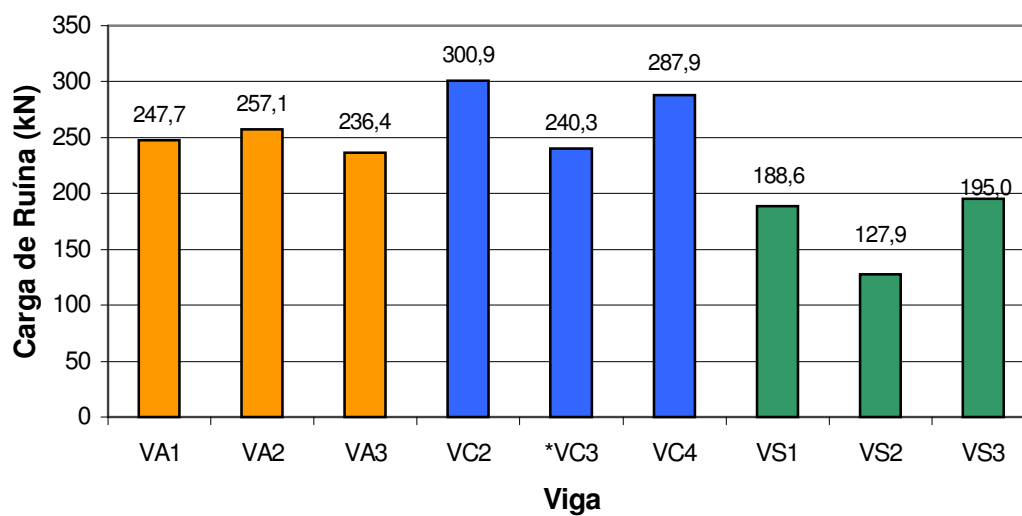


Figura 4.16 – Leitura dos ângulos das fissuras das vigas ensaiadas



* Viga não computada na média – carga de ruptura não representativa.

Figura 4.17 – Cargas de ruína das vigas ensaiadas

No cálculo da carga de ruína média apresentada na Tabela 4.11 para as vigas com estribos convencionais (294,4 kN) não foi incluído o resultado obtido no ensaio de VC3 devido aos problemas ocorridos durante sua execução. Com relação ao resultado do ensaio da viga VC4, que integra o valor da carga média de ruína das vigas do grupo VC, deve-se salientar que nenhuma correção devido a maior resistência do concreto foi feita. Esta variação da resistência do concreto provavelmente alterou o valor da capacidade de resistência ao cisalhamento da viga devido ao concreto (V_c), porém, como esta alteração não pode ser quantificada, para as análises que se seguem será adotado um valor de V_c idêntico ao adotado para as demais vigas.

A partir das considerações feitas acima se pode concluir que sob o ponto de vista da capacidade última das vigas, aquelas armadas com estribos autotravantes apresentaram um desempenho aproximadamente 16% menor que aquelas armadas com estribos convencionais.

Ainda comparando os estribos autotravantes com os convencionais, porém agora sob o ponto de vista somente da capacidade de carga das vigas pertinente às armaduras, ou seja, descontando-se a capacidade de resistência das vigas sem armadura de cisalhamento, pode-se definir um novo desempenho para os estribos autotravantes. Adotando-se como capacidade de resistência das vigas sem armadura de cisalhamento a média dos três ensaios das vigas do grupo VS, ou seja, 170,5 kN, podemos definir qual o valor da parcela de carga resistida somente pelos estribos de cada um dos grupos de vigas:

Carga resistida pelos estribos das vigas do grupo VC

$$VC_{\text{médio}} - VS_{\text{médio}} = 294,4 - 170,5 = 123,9 \text{ kN}$$

Carga resistida pelos estribos das vigas do grupo VA

$$VA_{\text{médio}} - VS_{\text{médio}} = 247,1 - 170,5 = 76,6 \text{ kN}$$

A partir destes valores conclui-se que os estribos autotravantes possuem um desempenho aproximadamente 38% menor que os estribos convencionais.

Este menor desempenho está diretamente relacionado com o modo de ruptura das vigas com estribos autotravantes. A capacidade resistente última deste estribo, com a geometria e dimensões utilizadas neste ensaio, ocorre com a retificação do estribo que se dá antes que o aço alcance o escoamento.

4.3.3 Deslocamentos Verticais

Na sequência, são apresentados os diagramas carga-deslocamento vertical de cada uma das vigas ensaiadas em três pontos, no centro do vão e abaixo de cada um dos pontos de aplicação de carga (Figura 4.18 à Figura 4.26). Os lados direito e esquerdo da viga são definidos em função da sua face identificada, ou seja, a face em que só era efetuada a leitura de deslocamentos no centro vão. Os valores apresentados como deslocamentos no meio do vão são valores médios das leituras das duas faces das vigas.

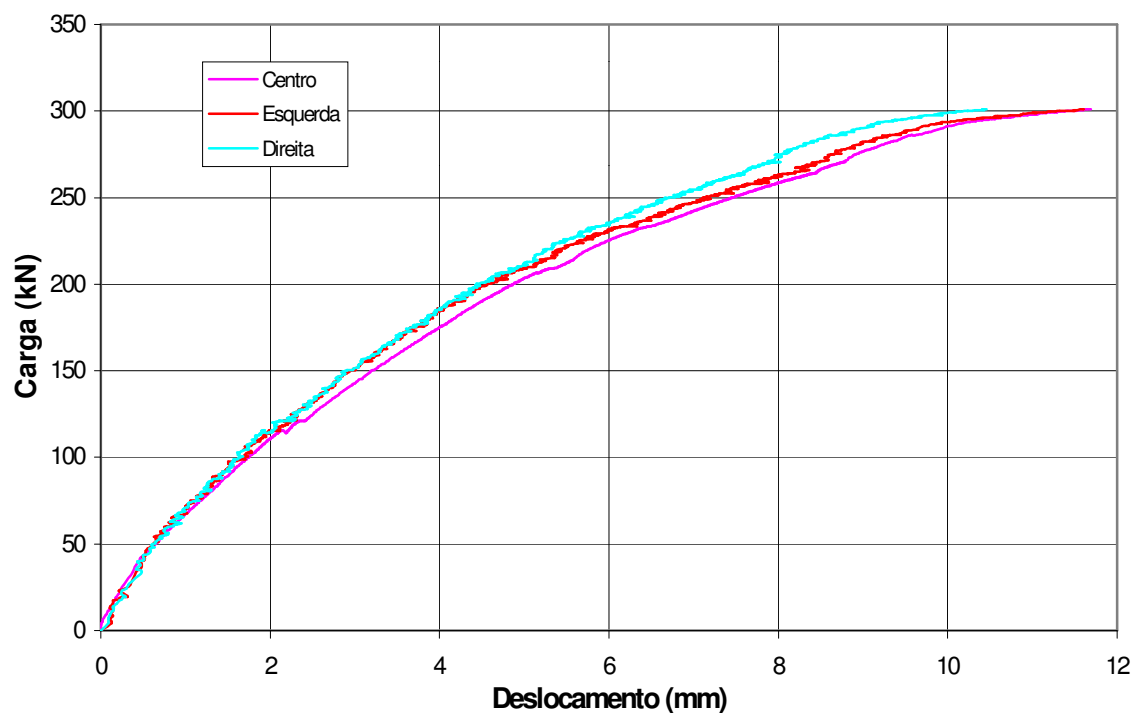


Figura 4.18 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC2

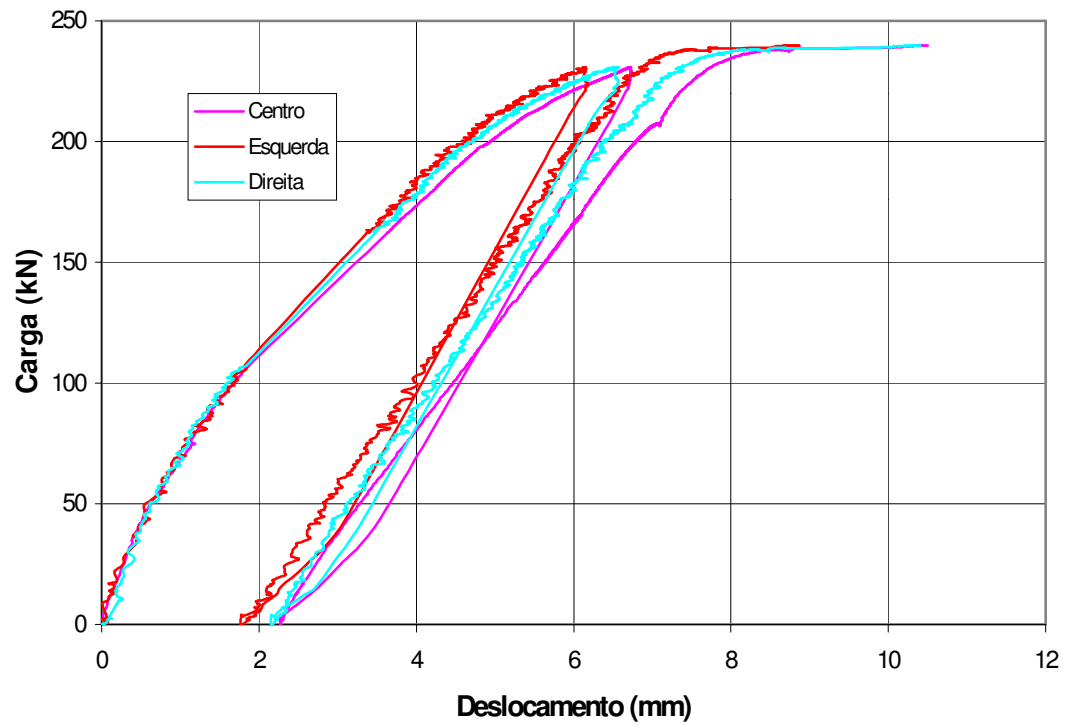


Figura 4.19 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC3

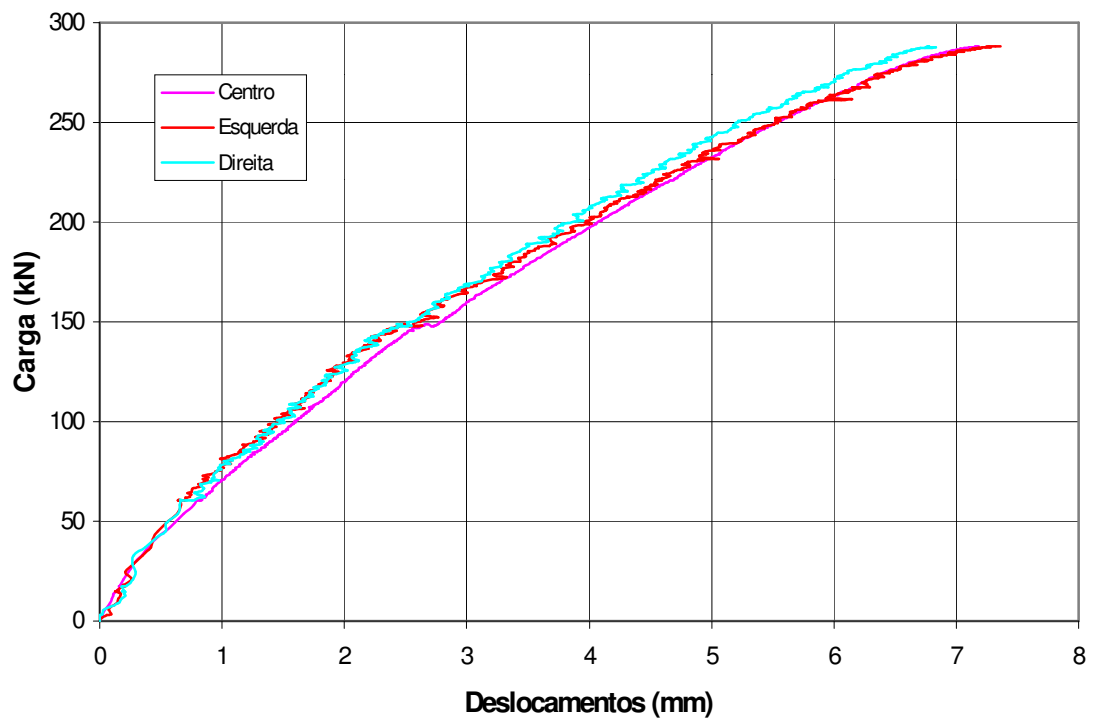


Figura 4.20 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VC4

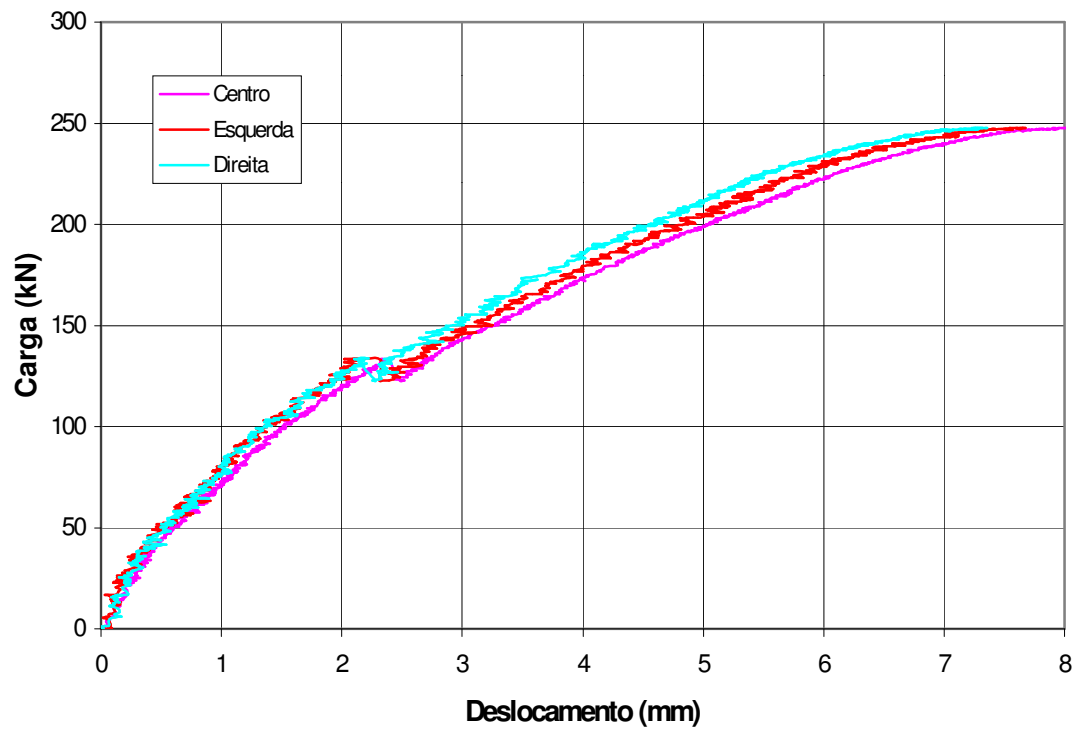


Figura 4.21 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA1

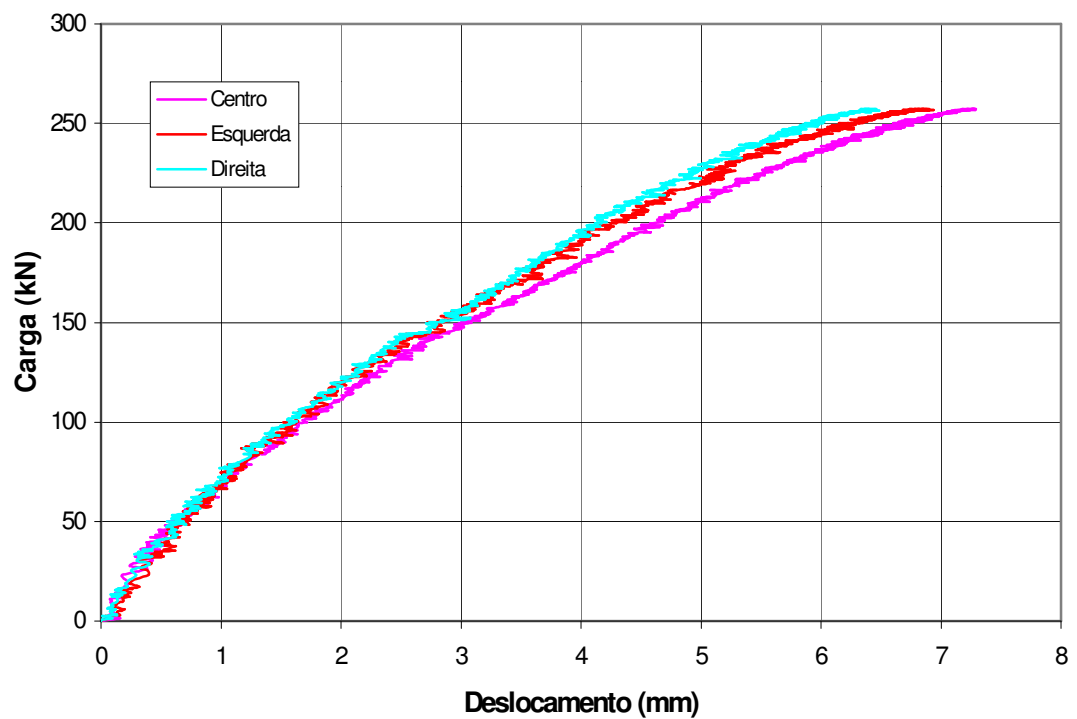


Figura 4.22 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA2

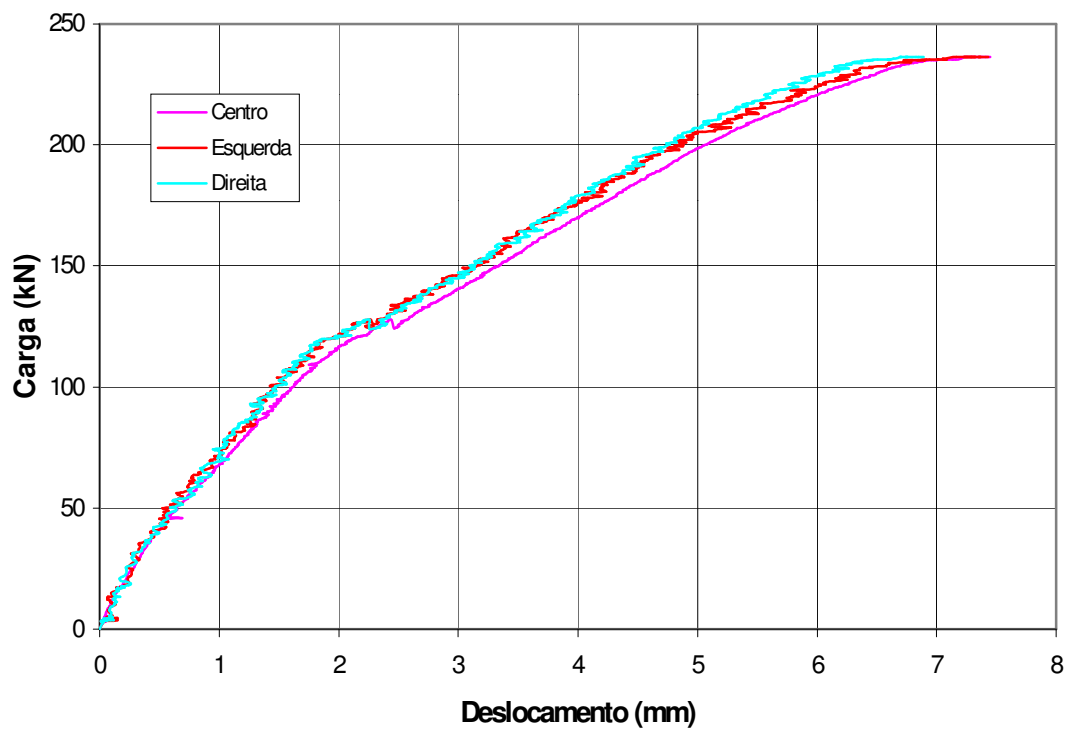


Figura 4.23 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VA3

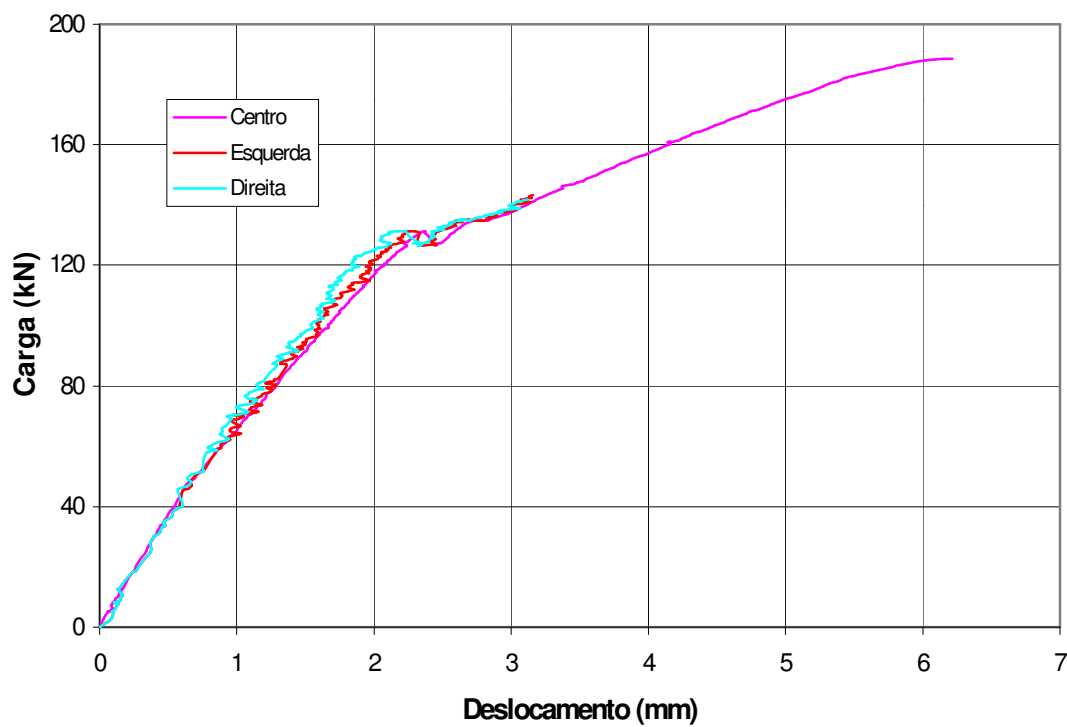


Figura 4.24 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS1

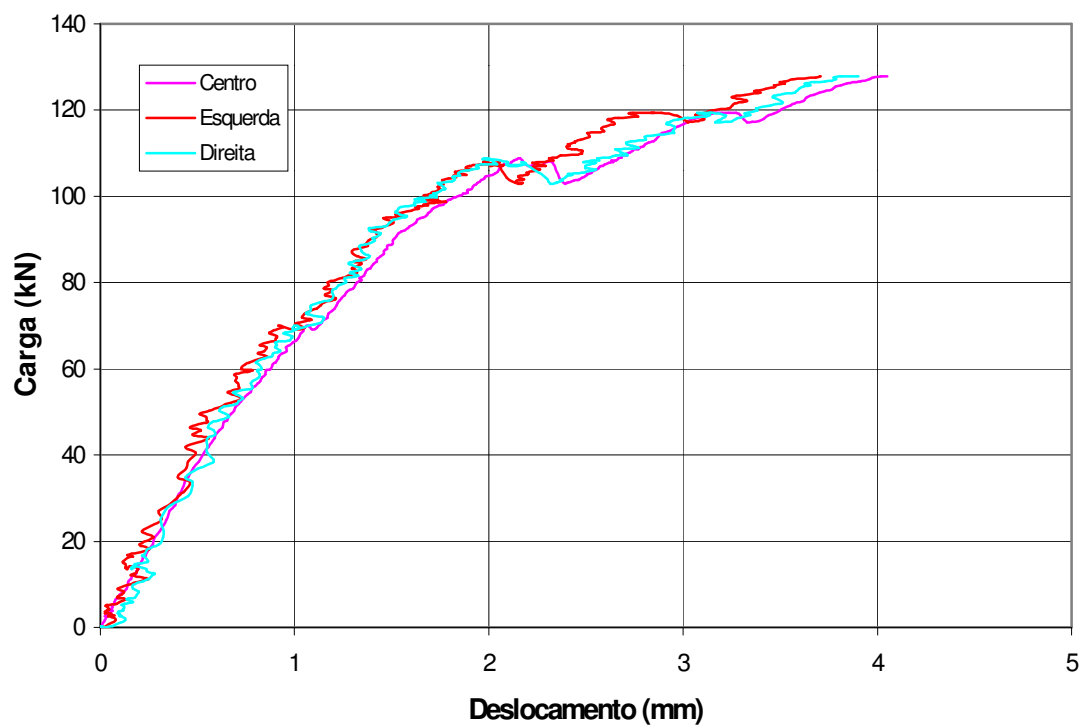


Figura 4.25 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS2

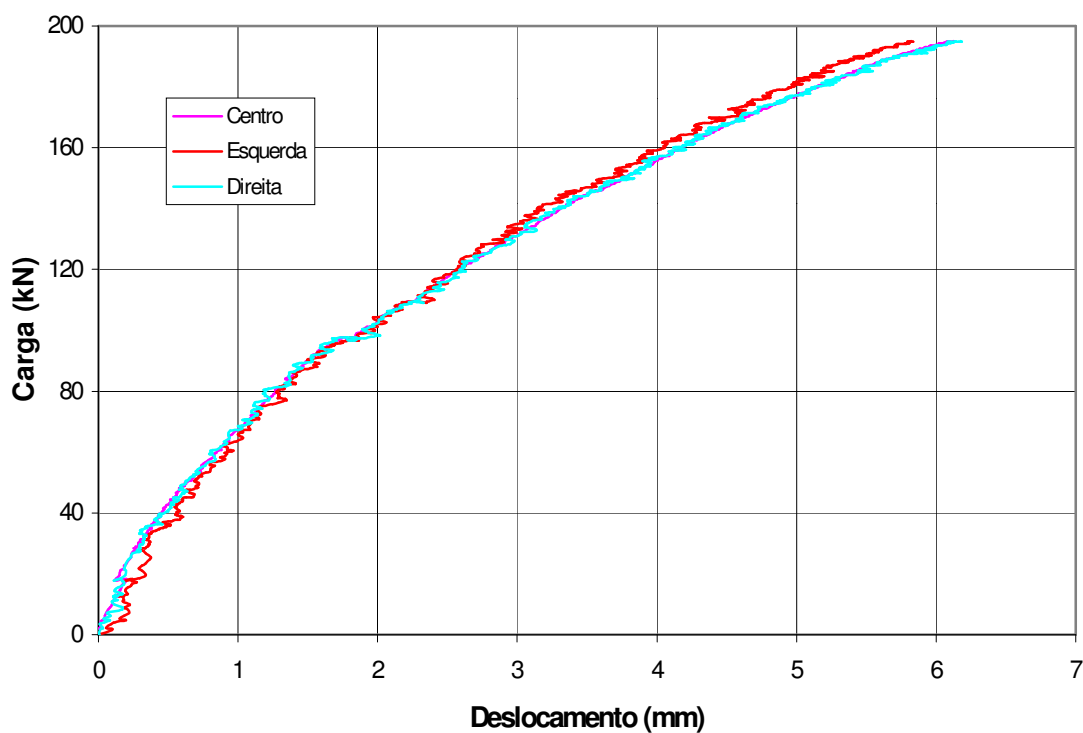


Figura 4.26 – Diagramas carga-deslocamento vertical – VS3

A seguir, na Figura 4.27, Figura 4.28 e Figura 4.29, são apresentados os diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas dos grupos VC, VA e VS respectivamente, e na sequência, Figura 4.30, são apresentados os diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão de três vigas, uma pertencente a cada grupo ensaiado. Foram escolhidas para integrar a Figura 4.30 aquelas vigas consideradas representativas de cada um dos grupo.

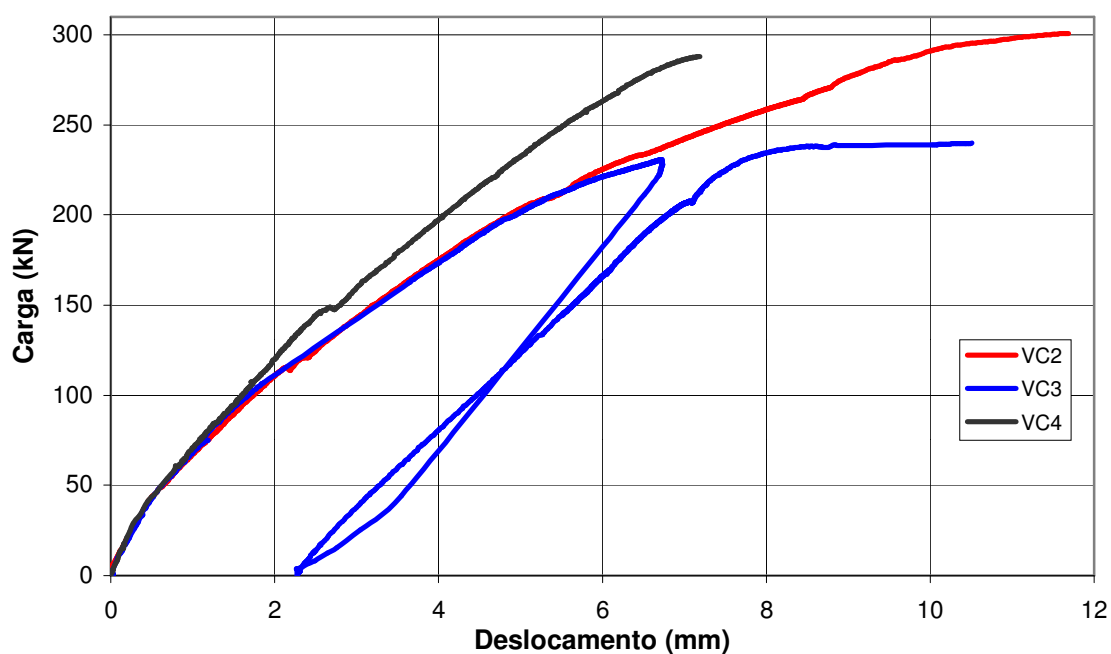


Figura 4.27 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VC

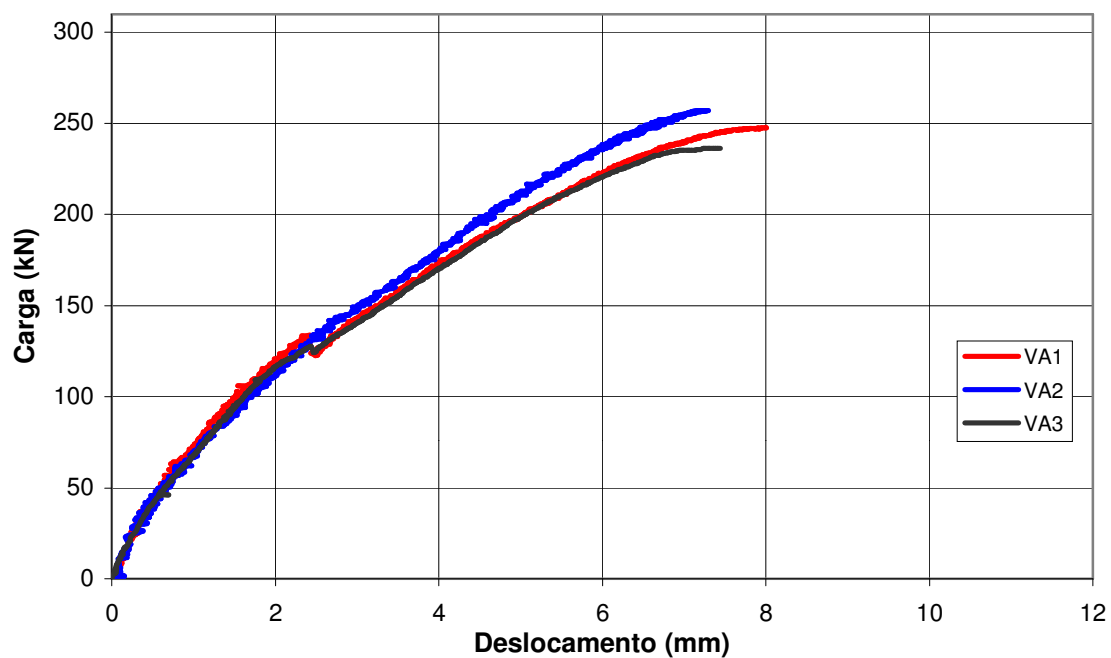


Figura 4.28 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VA

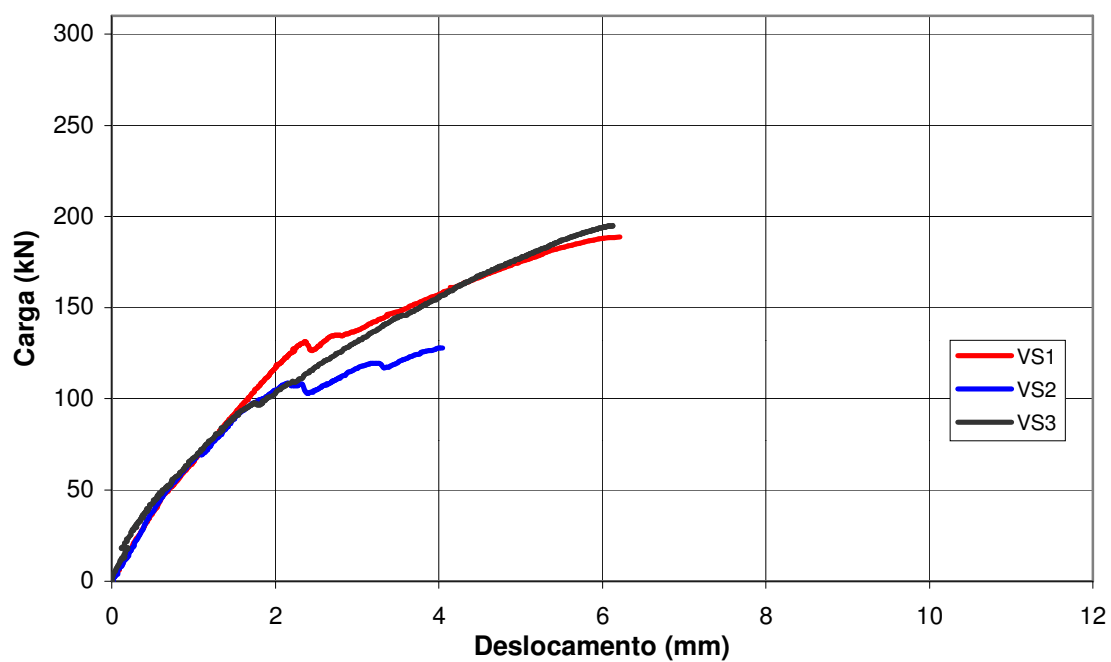


Figura 4.29 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão das vigas do grupo VS

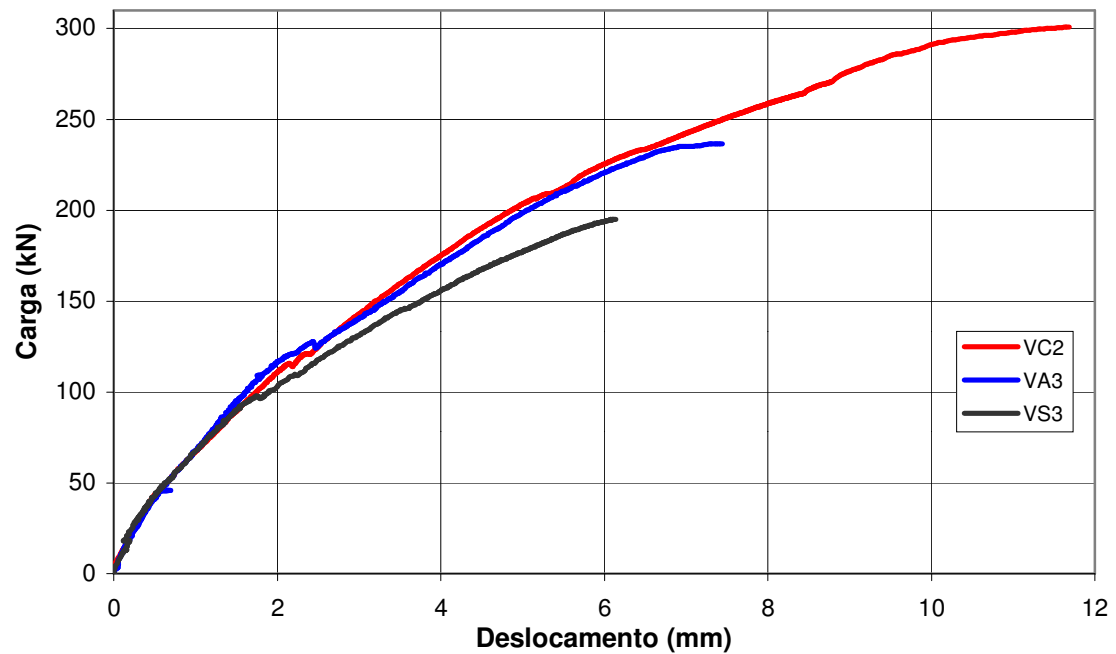


Figura 4.30 – Diagramas carga-deslocamento vertical no centro do vão de vigas dos grupos VC, VA e VS

A Figura 4.27, indicando o comportamento carga-deslocamento das vigas armadas transversalmente com estribos convencionais, sugere que a viga VC4 possuía uma maior rigidez que as demais. Para um mesmo nível de carregamento, sua deflexão no meio do vão é significativamente menor que as demais. Este fato provavelmente ocorreu devido à diferente mistura de concreto utilizado nesta viga.

É interessante notar que até a carga de aproximadamente 200 kN, as vigas VC2 e VC3 se comportaram de maneira similar, sugerindo que o descarregamento da viga VC3 a este nível de carga e posterior carregamento possa ter influenciado a sua capacidade última. Desta forma justifica-se a não inclusão do seu valor de capacidade na média do grupo VC, conforme feito anteriormente.

As curvas carga-deslocamento no meio do vão das vigas armadas transversalmente com estribos autotravantes foram similares entre si (Figura 4.28) enquanto que para as vigas sem armadura de cisalhamento maiores variações podem ser observadas (Figura 4.29).

Comparando-se os três grupos de vigas desta etapa entre si, conforme apresentado na Figura 4.30, observa-se que não há modificação de rigidez quando da utilização de estribos autotravantes, embora ocorra uma diminuição da ductilidade de vigas com estes estribos. As curvas de VA3 e VC2 são similares, com valores próximos de deslocamentos para um mesmo nível de carregamento. O mesmo não pode ser afirmado para a VS3, sem estribos. A existência de estribos, sejam convencionais ou autotravantes, cortando transversalmente a fissura diagonal da viga diminuiu a velocidade de abertura das fissuras, conferindo desta forma uma maior rigidez à peça.

A Figura 4.30 sugere que as vigas com estribos autotravantes sofreram algum tipo de influência localizada que não permitiu atingir o mesmo nível de capacidade resistente das vigas com estribos convencionais. Este comportamento está de acordo com o modo de ruptura observado nas duas etapas de ensaios anteriores, ou seja, a tendência de retificação do estribo. Quando os esforços que tendem a retificar o estribo superam os esforços resistentes, a aderência entre aço e concreto possivelmente diminui permitindo desta forma o escorregamento do estribo em relação ao concreto que o envolve. Este escorregamento reduz a capacidade do estribo em limitar a abertura das fissuras com conseqüente redução da rigidez e ruptura da peça, conforme pode ser observado na Figura 4.30.

4.3.4 Estribos Monitorados com Extensômetros Elétricos

Neste item serão apresentados e discutidos os dados obtidos com o monitoramento dos estribos das vigas VA1, VA2 e VC4.

A seguir são apresentados os diagramas das tensões calculadas a partir das leituras de deformação efetuadas pelos extensômetros ao longo dos ensaios aplicadas à curva tensão x deformação obtida experimentalmente para o aço utilizado (Figura 4.12). Figuras que mostram as condições de fissuração na região do estribo em estudo acompanham cada diagrama indicando a posição aproximada dos extensômetros no estribo através de uma linha vermelha.

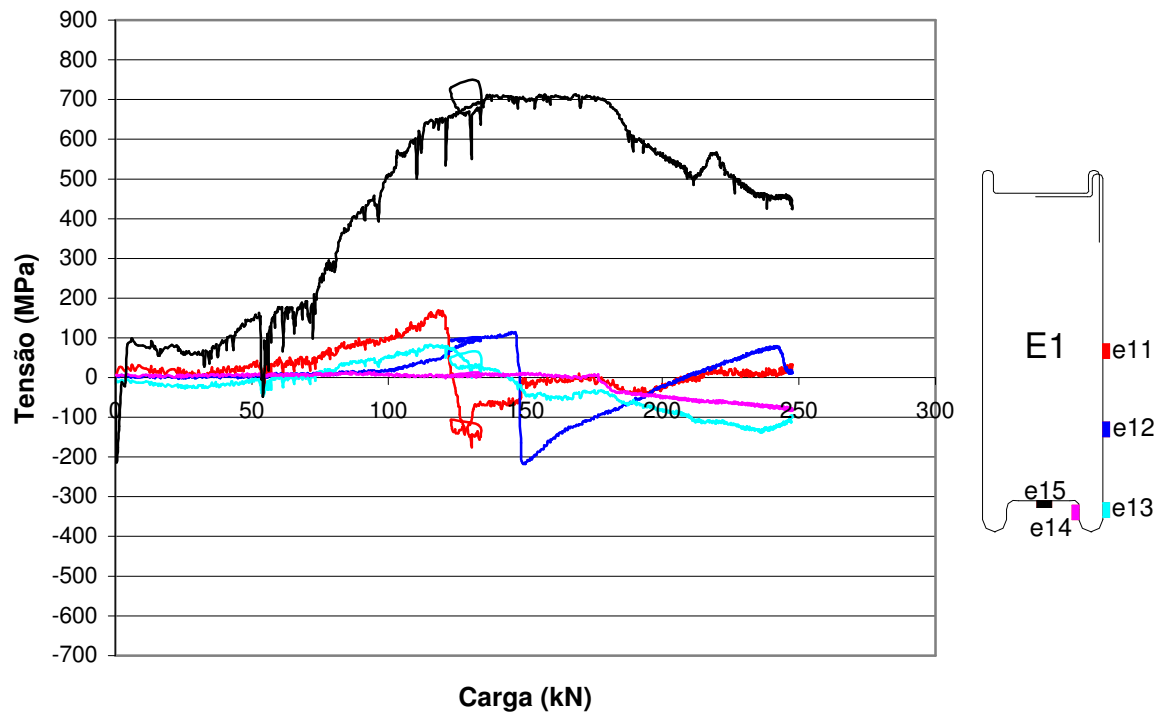


Figura 4.31 – Diagramas carga-tensão no estribo E1 da viga VA1



Figura 4.32 – Detalhe da fissuração em E1 e posição dos extensômetros

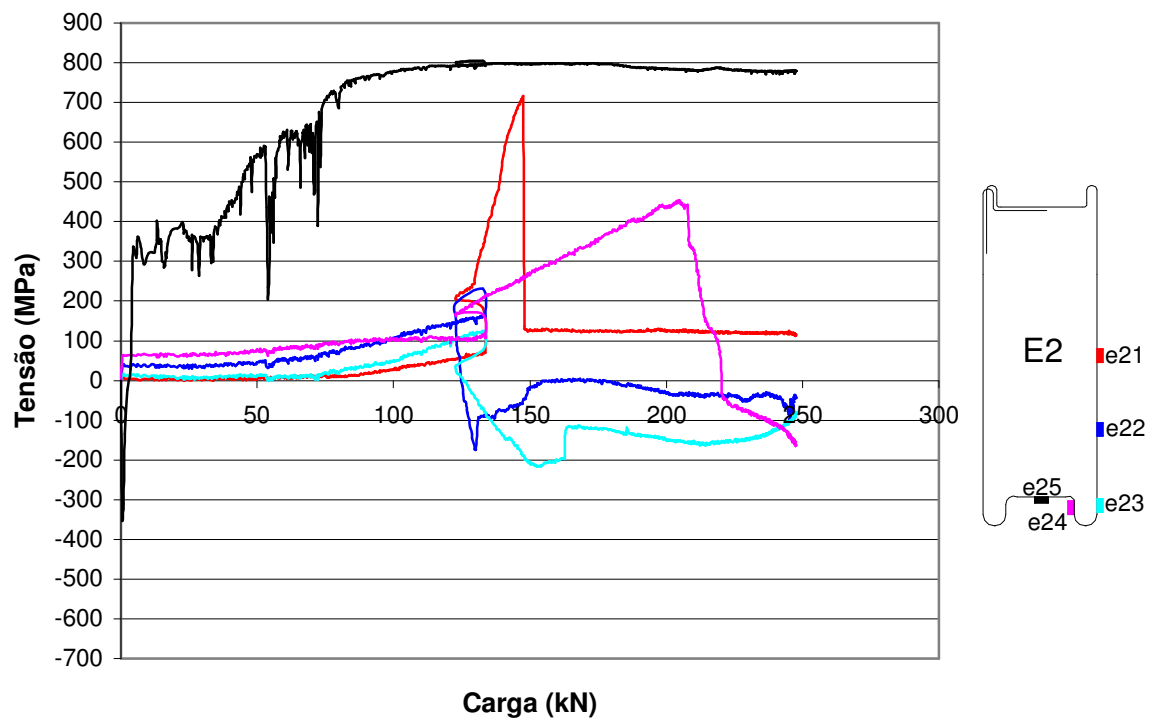


Figura 4.33 – Diagramas carga-tensão no estribo E2 da viga VA1



Figura 4.34 – Detalhe da fissuração em E2 e posição dos extensômetros

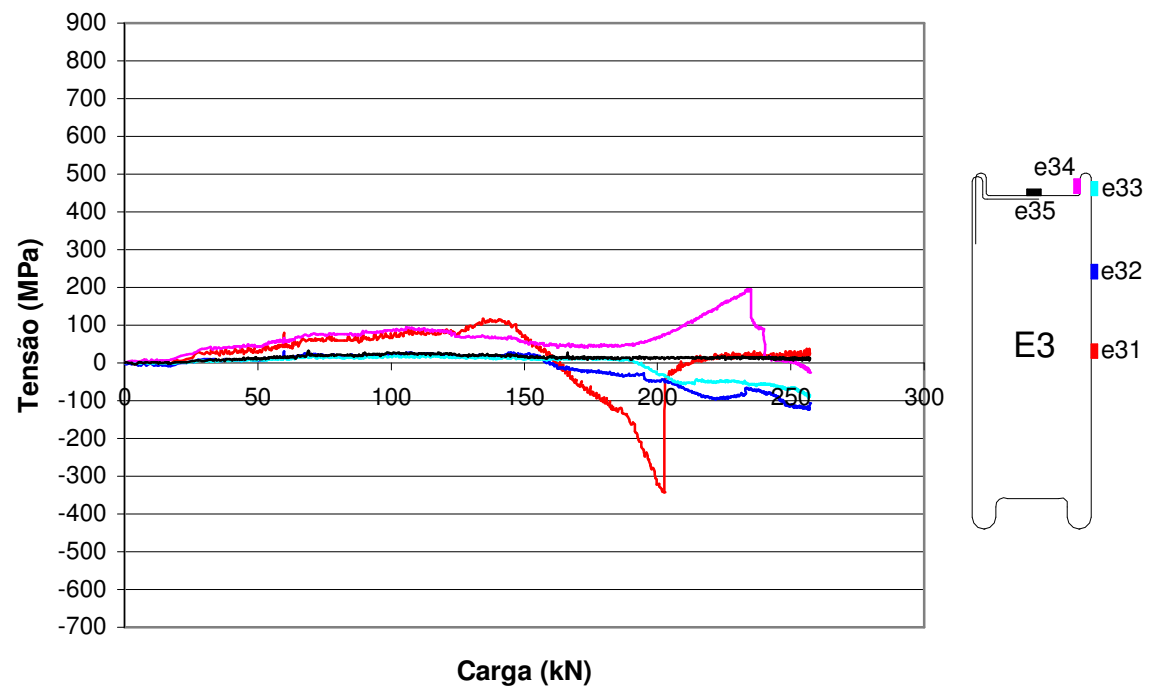


Figura 4.35 – Diagramas carga-tensão no estribo E3 da viga VA2

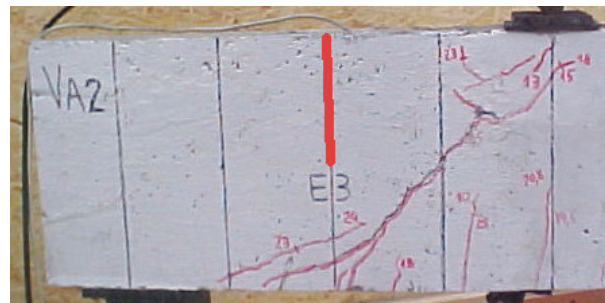


Figura 4.36 – Detalhe da fissuração em E3 e posição dos extensômetros

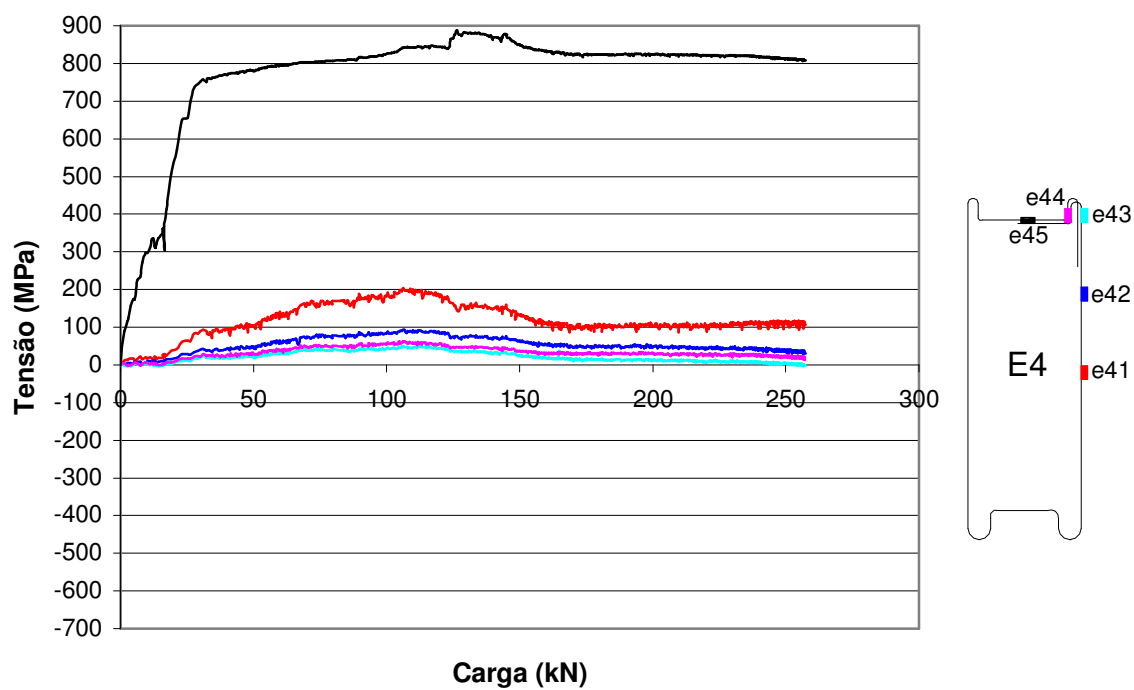


Figura 4.37 – Diagramas carga-tensão no estribo E4 da viga VA2

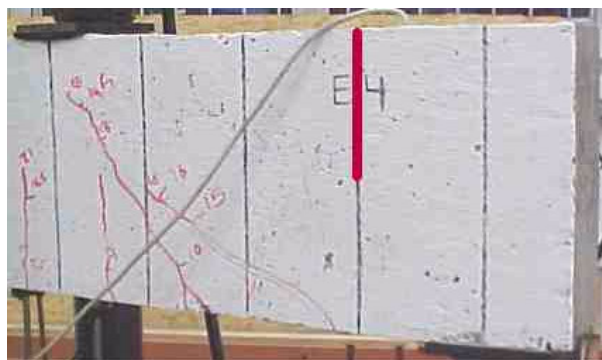


Figura 4.38 – Detalhe da fissuração em E4 e posição dos extensômetros

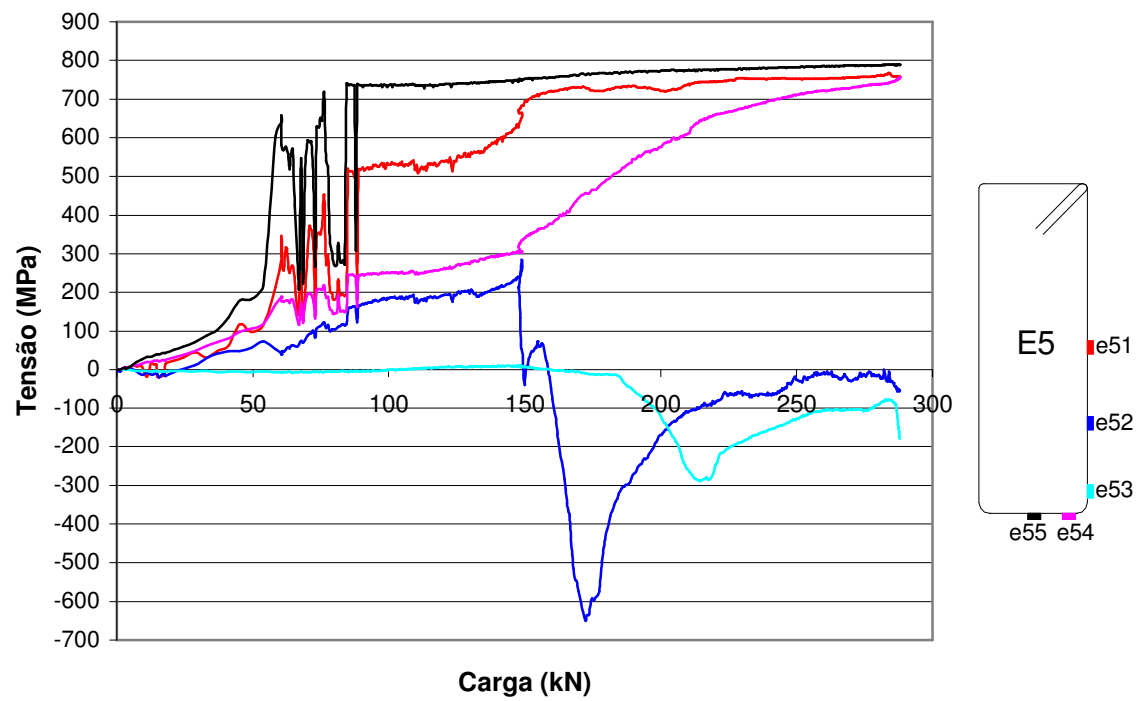


Figura 4.39 – Diagramas carga-tensão no estribo E5 da viga VC4

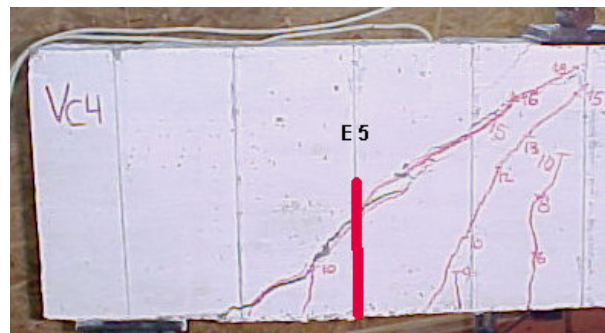


Figura 4.40 – Detalhe da fissuração em E5 e posição dos extensômetros

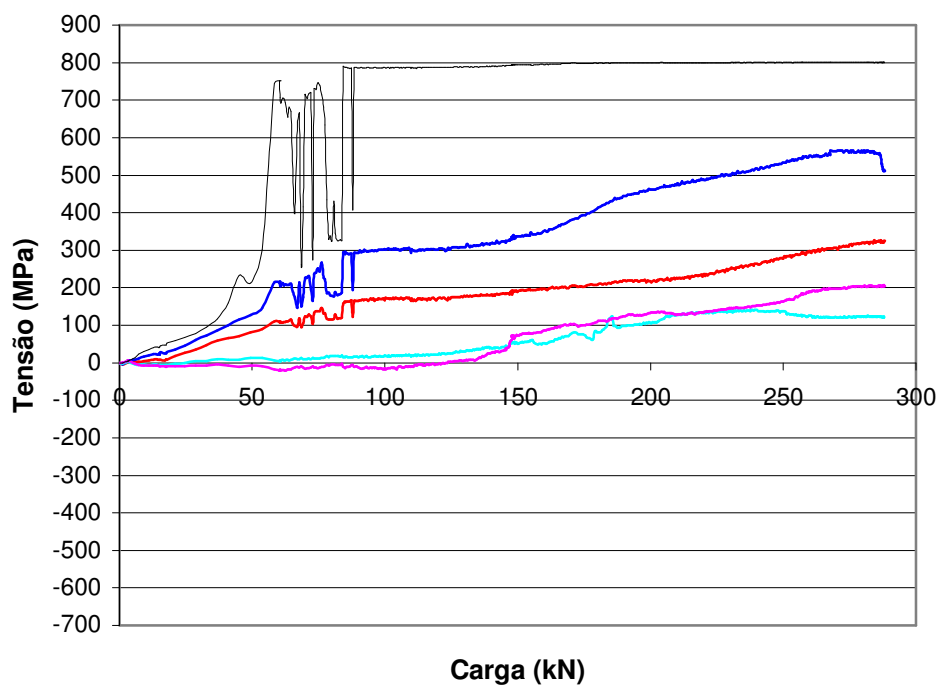


Figura 4.41 – Diagramas carga-tensão no estribo E6 da viga VC4

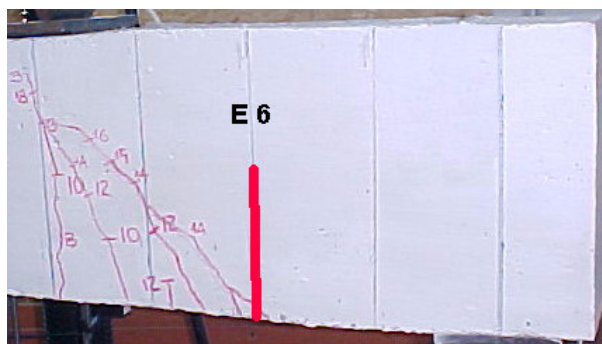


Figura 4.42 – Detalhe da fissuração em E6 e posição dos extensômetros

Os resultados obtidos com o monitoramento destes seis estribos são bastante diversificados e característicos de cada caso. Não é clara a visualização de uma ou outra tendência. Este fato deve-se talvez ao número reduzido de amostras, ao complexo comportamento interno de elementos de concreto armado principalmente no Estádio II ou talvez à forma como foram dispostos os extensômetros, em apenas um dos lados da barra constituinte do estribo, quando o recomendado é a locação de extensômetros aos pares em lados opostos afim de se realizar uma leitura média que elimina possíveis efeitos de flexão. A seguir são feitos alguns comentários com relação aos dados obtidos:

- Em cinco dos seis estribos monitorados pode ser observado um comportamento inesperado dos extensômetros número cinco (eN5) no ramo horizontal dos estribos. Nesta posição há a indicação de elevados níveis de tensão, em alguns casos superiores a capacidade de resistência do estribo ($\pm 800\text{MPa}$). Esta característica, entretanto, não foi verificada no estribo E3, provavelmente por uma falha na leitura, pois o extensômetro e35 informa uma leitura de tensão praticamente nula ao longo de todo o ensaio.
- Os estribos E2 (autotravante) e E5 (convencional) apresentaram um comportamento semelhante. Ambos ocupavam a mesma posição na viga, estavam localizados na região onde houve a ruptura da viga em regiões de fissuração muito semelhante e apresentaram leituras dos extensômetros análogas. Nos dois estribos as leituras dos extensômetros eN2 e eN3 indicam compressão na barra após a ocorrência da fissura diagonal. Já as leituras eN1 e eN4 indicam tração nas barras. Pode ser verificado que os extensômetros e51 e e54 alcançaram níveis de tensão muito próximos ao escoamento do aço. O extensômetro e21 que poderia informar uma tensão de escoamento possivelmente descolou do estribo, pois apresentou uma queda brusca de tensão quando a carga sobre a viga estava próxima de 150 kN e o extensômetro e24 apresentou comportamento semelhante à e54 até a carga de aproximadamente 200 kN quando então as tensões começaram a cair. Destas observações, é possível sugerir que o estribo autotravante (E2) pode até ter apresentado tensões de escoamento na

região de leitura de e21, porém a tensão na região de leitura de e24 que, de acordo com os dados de E5, deveria chegar próximo ao escoamento não chegou. Antes que isso ocorresse possivelmente iniciou-se o processo de retificação do estribo, o que ocasionou a queda de tensão indicada por e24 e levou a ruptura da viga.

- Os estribos que não foram cruzados por fissuras (E4 e E6) apresentaram leituras sem inflexões bruscas. O comportamento das tensões é condizente com a teoria do Estádio I, onde tensões de cisalhamento maiores ocorrem no centro da seção transversal da viga e menores nas extremidades desta seção. As tensões indicadas antes e depois da curvatura do estribo são praticamente coincidentes ao longo de todo o ensaio, tanto para E4 quanto para E6.
- Já o estribo E1, localizado na extremidade oposta àquela em que houve a ruptura da viga, e o estribo E3, interceptado por uma fissura em um ponto bem distante do posicionamento dos extensômetros, apresentaram baixos níveis de tensão com a ocorrência de inflexões bruscas. Este comportamento não permite que uma análise do comportamento seja efetuada.

Os monitoramentos feitos com o uso de extensômetros elétricos, apesar do número reduzido, mostram que realmente os estribos autotravantes não alcançam o escoamento como os convencionais. Antes disso ocorre o início do processo de retificação dos estribos que conduz à ruptura da viga. Teria sido interessante dispor extensômetros em lados opostos do mesmo ramo dos estribos para eliminar qualquer possível efeito de flexão nas análises.

4.3.5 Capacidade Resistente das Vigas Segundo Normas Nacionais e Internacionais

Neste item serão apresentadas as capacidades resistentes das vigas ensaiadas de acordo com a proposta do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), do Código Modelo

CEB-FIP (1990) e do ACI 318M (1995), utilizando-se valores médios sem qualquer coeficiente de majoração das cargas ou minoração das resistências.

Na Tabela 4.12 a seguir, é apresentado um resumo dos resultados, onde constam os ângulos médios de inclinação das fissuras, as capacidades resistentes devidas ao concreto, ao aço e ao efeito de arco separadamente e as capacidades últimas das vigas devidas ao conjunto concreto/aço/efeito de arco. Todos os valores apresentados nesta tabela dizem respeito à carga total (P) aplicada às vigas. Os cálculos que conduziram aos valores apresentados encontram-se no Apêndice I.

Tabela 4.12 – Capacidade resistente das vigas ensaiadas

Critério	θ	Capacidade Resistente (P)				Carga Última (P)
		Componente Concreto (kN)			Componente Aço (kN)	
		Vc (kN)	Efeito de Arco (kN)	Total (kN)		Concreto + Aço (kN)
NBR 6118 (2001) Modelo I	45°	90,4	8,3	98,7	117,8	216,5
NBR 6118 (2001) Modelo II	33°	55,4	9,5	64,9	181,4	246,3
Código Modelo CEB-FIP (1990)	33°	-	0,0	0,0	185,4	185,4
ACI 318M (1995)	45°	73,6	-	73,6	130,8	204,4

Analisando esta Tabela 4.12, verifica-se que para as vigas sem estribos os valores 98,7, 64,9 e 73,6 kN sugeridos pelas normas NBR 6118 (2001), Modelo I, Modelo II e ACI 318M (1995) respectivamente são muito inferiores ao valor médio da carga de ruptura de 170,0 kN obtido experimentalmente. Parte desta variação tão expressiva pode estar relacionada ao pequeno valor de capacidade resistente sugerido para o efeito de arco. De acordo com a Figura 2.5, para as vigas ensaiadas o acréscimo de capacidade devido ao efeito de arco é bastante superior ao apresentado pelas normas.

Para as vigas com estribos autotravantes a carga média de ruptura foi em torno de 247,1 kN, ficando muito próxima do valor sugerido pela NBR 6118 em seu Modelo II (246,3 kN) e acima de todos os valores sugeridos pelas demais propostas.

Já a carga média de ruptura de 294,4 kN, obtida experimentalmente para as vigas com estribos convencionais, mostra-se bastante superior aos valores sugeridos por todas as propostas de dimensionamento, sendo esta diferença mais acentuada na proposta do CEB-FIP.

5 CONCLUSÕES GERAIS, SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS E CONSIDERAÇÕES QUANTO A UTILIZAÇÃO DE ESTRIBOS AUTOTRAVANTES

5.1 Conclusões Gerais

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas a partir de todos os estudos realizados durante as diversas fases da elaboração deste trabalho, principalmente referentes ao estudo experimental. Finalmente sugerem-se alguns temas interessantes a serem estudados, que podem colaborar na interpretação do funcionamento dos estribos autotravantes.

Conforme as informações e os resultados obtidos durante a realização deste trabalho, pode-se concluir que:

- O estribo autotravante utilizado como armadura transversal de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado possui desempenho reduzido quando comparado ao estribo de geometria retangular convencionalmente utilizado para este fim;
- O desempenho do estribo autotravante é proporcional ao diâmetro da armadura longitudinal para a qual ele foi confeccionado, melhorando seu desempenho com o aumento do diâmetro da armadura longitudinal;
- O desempenho do estribo autotravante é proporcional à resistência à compressão e à espessura de cobrimento do concreto que o envolve melhorando seu desempenho com o aumento destes dois parâmetros;

- O desempenho do estribo autotravante também é proporcional à largura da viga para a qual ele foi confeccionado, sendo a capacidade do estribo ampliada com o aumento da largura da viga;
- Existem provavelmente, situações limites que envolvem o diâmetro da armadura longitudinal, a resistência à compressão do concreto e a largura da viga, a partir das quais os estribos autotravantes apresentarão desempenho tão bom quanto os convencionais;
- O modo de ruína do estribo autotravante para situações aquém dos limites acima mencionados é completamente diferente do modo de ruína do estribo convencional e ocorre devido a um processo de retificação da geometria em níveis de tensão inferiores à tensão de escoamento do aço;
- As sugestões de carga última das propostas de norma em conjunto com os resultados dos estudos experimentais comprovam que realmente existe efeito de arco em vigas curtas;
- Os acréscimos de capacidade de carga sugeridos pelas normas em função o efeito de arco existente em vigas curtas são menores que os verificados experimentalmente;
- Os ângulos das fissuras inclinadas são muito diferentes dos 45° inicialmente pensados e podem realmente assumir valores inferiores a 30° , assim como sugere o Código Modelo CEB-FIP (1990);

5.2 Sugestões para Novos Trabalhos

Devido à dimensão do tema e aos diversos fatores que interagem e interferem na utilização de estribos autotravantes como armadura de combate ao cisalhamento em

vigas de concreto armado, associados ao pequeno número de ensaios realizados até o momento, existe a necessidade de muitos outros estudos para que sejam estabelecidas de forma conclusiva as diretrizes a serem adotadas em projeto. Algumas sugestões que podem contribuir para o melhor entendimento desse assunto são apresentadas a seguir:

- Estudo experimental de blocos de concreto armado submetidos a ensaio de arrancamento, como na segunda etapa dos ensaios deste trabalho, variando os fatores que influenciam no desempenho do estribo autotravante, com o objetivo de determinar os limites para os quais o estribo autotravante torna-se tão eficiente quanto o estribo convencional;
- Estudos experimentais em vigas de concreto armado dimensionadas para ruptura por cisalhamento considerando cada um dos limites encontrados anteriormente, com o objetivo de verificar se os dados obtidos pelo ensaio de arrancamento realmente são válidos para vigas. Nestes estudos recomenda-se trabalhar em situações onde o efeito de arco seja desprezível;
- Estudo experimental que permita avaliar o real desempenho do lado descontínuo do estribo convencional (o mesmo apresentou baixo desempenho quando submetido ao ensaio de arrancamento);
- Estudo, experimental e numérico, para avaliação do comportamento do ramo horizontal dos estribos, tanto convencional quanto autotravante, que apresentaram, segundo leituras dos extensômetros elétricos, tensões superiores à capacidade resistente última do aço constituinte do estribo.

5.3 Considerações Quanto a Utilização de Estribos Autotravantes

Diante dos resultados até aqui obtidos e do número de variáveis envolvidas no assunto, o que dificulta uma análise mais imediata, fica clara a necessidade de realização de outros estudos para avaliar melhor o comportamento estrutural de vigas de concreto armado com estribos autotravantes.

No entanto, é possível dizer que os estribos autotravantes possuem boas condições de utilização. Por exemplo, em situações onde há a necessidade de armadura transversal mínima, o emprego de estribos autotravantes é perfeitamente recomendável. Em situações semelhantes às aqui estudadas também é possível a utilização dos estribos autotravantes, desde que observada a necessidade de inclusão de um coeficiente que venha a reduzir a capacidade resistente do estribo afim de proporcionar à viga o mesmo grau de segurança dos estribos convencionais. Entretanto, deve-se lembrar que os estudos a respeito do assunto ainda são em número bastante reduzido, o que sugere a necessidade de grande cautela quando do emprego dos estribos autotravantes em situações diferentes as acima citadas.

Portanto, em linhas gerais pode-se dizer que a utilização de estribos autotravantes como armadura de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado é recomendada, porém, ainda não para todos os casos, pois há a necessidade de realização de novos estudos que identifiquem o comportamento dos estribos autotravantes quando empregados em situações distintas das aqui estudadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI-ASCE Committee 426 (1973). *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members*.
In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp.1091-1187.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318 (1995). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*.
Detroit.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1974). NBR 5739. *Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*.

_____. (1978). NBR 6118. *Projeto e execução de obras de concreto armado*.

_____. (1980). NBR 6152. *Determinação das propriedades mecânicas à tração de materiais metálicos*.

_____. (1992). NBR 7223. *Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*.

_____. (1994). NBR 7222. *Argamassa e concreto – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*.

_____. (1994). NBR 5739. *Concreto –Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*.

- _____. (2001). Proposta de Revisão da NBR 6118-78. *Projeto e execução de obras de concreto armado*.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON – CEB (1990). *CEB-FIP Model Code*.
- FISCHER INOVAÇÕES LTDA. (2001). *Dobradeira de Estribo Autotravante. Manual de Instruções*. Pomerode, SC.
- FORTES, A. S. (2000). *Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono*. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.
- FUSCO, P. B. (1995). *Técnica de Armar as Estruturas*. São Paulo: PINI.
- FUSCO, P. B. (1981). *Estruturas de Concreto. Solicitações Normais*. Rio de Janeiro: LTC
- HANSON, J. A. (1958). *Shear Strength of Lightweight Reinforced Concrete Beams*. In: Journal of the American Concrete Institute. Sept. 1958. Vol. 55, p. 387.
- JÚNIOR, E. B. (1998). *Instrumentação e Extensometria*. Módulo I: Ilha Solteira
- KUNTIA, M. e STOJADINOVIC, B (2001). *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement*. In: ACI Structural Journal, Vol. 98, N° 5, Sep.-Oct. 2001, pp.648-656.
- LEONHARDT, F. e MÖNNIG, E. (1977). *Construções de Concreto, Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Interciência Ltda.
- MACGREGOR, J. G. (1988). *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*. New Jersey: Prentice Hall.
- PADARATZ, I. J. *Estruturas de Concreto Armado I*. Apostila Didática, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

- PENDYALA, R. S. e MENDIS, P. (2000). *Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams*. In: ACI Structural Journal, Vol. 97, N° 4, Jul.-Aug. 2000, pp.564-571.
- PINTO, R. C. A. (2001). *Relatório de Ensaio Experimental enviado à empresa Fischer Inovações Ltda*. Florianópolis, SC.
- RÜSCH, H. (1981). *Concreto Armado e Protendido, Propriedades dos Materiais e Dimensionamento*. Rio de Janeiro: Campus Ltda.
- SANCHEZ, E. (1999). *Nova Normalização Brasileira para o Concreto Estrutural*. Juiz de Fora: Interciência Ltda.
- SILVA, R. C. e GIONGO, J. S. (2000). *Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado*. São Carlos: EESC-USP.

**APÊNDICE I – CÁLCULOS DAS CAPACIDADES RESISTENTES DAS
VIGAS ENSAIADAS SEGUNDO NORMAS
NACIONAIS E INTERNACIONAIS**

PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

• Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) – Modelo I

$$s = 26,4 \text{ cm}$$

$$d = 26,4 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 16,7 \text{ MPa} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * d.$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * (1 - 16,7 / 250) * 1,67 * 15 * 26,4 = 166,6 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V_{Rd2} = 2 * 166,6 = \mathbf{333,2 \text{ kN}}. \text{ (Verificação da diagonal comprida).}$$

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{cj}^{2/3} = 0,3 * 1,67^{2/3} = 0,196 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 0,196 = 0,137 \text{ kN/cm}^2.$$

$$V_c = V_{co} = 0,6 * f_{ctk,inf} * b_w * d = 0,6 * 0,137 * 15 * 26,4 = 32,5 \text{ kN}.$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) * 0,9 * d * f_{yw}$$

$$V_{sw} = (2 * 0,196 / 26,4) * 0,9 * 26,4 * 60,0 = 21,2 \text{ kN}.$$

$$V_{R3} = V_c + V_{sw} = 32,5 + 21,2 = 53,7 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V_{R3} = 2 * 53,7 = \mathbf{107,4 \text{ kN}} \text{ (Verificação da armadura transversal)}$$

• Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) – Modelo II

$$\theta = 30^\circ$$

$$s = 26,4 \text{ cm}$$

$$d = 26,4 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 16,7 \text{ MPa} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,54 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * d * \sin^2 \theta * (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 * (1 - 16,7/250) * 1,67 * 15 * 26,4 * 0,25 * (0+1,73) = 144,1 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V_{Rd2} = 2 * 144,1 = \mathbf{288,2 \text{ kN}}. \text{ (Verificação da diagonal comprida).}$$

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{cj}^{2/3} = 0,3 * 1,67^{2/3} = 0,196 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 0,196 = 0,137 \text{ kN/cm}^2.$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) * 0,9 * d * f_{yw} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha$$

$$V_{sw} = (2 * 0,196/26,4) * 0,9 * 26,4 * 60,0 * (1,73) * 1,0 = 36,7 \text{ kN.}$$

$$V_{co} = 0,6 * f_{ctk,inf} * bw * d = 0,6 * 0,137 * 15 * 26,4 = 32,5 \text{ kN.}$$

Como $V_c = V_{c1}$ e,

$$V_{c1} = V_{co} \text{ quando } V = V_{co} \text{ e}$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V = V_{Rd2},$$

interpolando-se então, linearmente para valores intermediários, arbitrando valores para V até encontrar um valor que coincida com o somatório de V_c e V_{sw} , chega-se a $V = 61 \text{ kN}$, $V_{sw} = 36,7 \text{ kN}$ e $V_{c1} = 24,3 \text{ kN}$.

Portanto:

$$V_{R3} = V_c + V_{sw} = 24,3 + 36,7 = 61,0 \text{ kN.}$$

$$P = 2 * V_{R3} = 2 * 61,0 = \mathbf{122,0 \text{ kN}} \text{ (Verificação da armadura transversal)}$$

- **Código Modelo CEB-FIP (1990)**

$$\theta = 27^\circ$$

$$s = 26,4 \text{ cm}$$

$$d = 26,4 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 16,7 \text{ MPa} = 1,67 \text{ kN/cm}^2$$

Para a determinação do valor de “ z ” inicialmente arbitrou-se um valor para o mesmo e a partir deste valor determinou-se a capacidade resistente da viga e o momento fletor máximo que nela atuava. Com este momento fletor encontrou-se um novo valor de “ z ”. De posse deste novo valor o processo foi repetido diversas vezes até que a variação de “ z ” se tornasse insignificante. Na sequência é apresentado somente o valor final de “ z ” e sua verificação.

$$z = 23,9 \text{ cm}$$

$$F_{Rcw} = 0,60 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * z * \cos \theta$$

$$F_{Rcw} = 0,60 * (1 - 16,7 / 250) * 1,67 * 15 * 23,9 * 0,891 = 298,7 \text{ kN.}$$

$$F_{Scw} = (V / \sin \theta) * (\cotg \theta / (\cotg \theta + \cotg \alpha))$$

$$F_{Scw} = (V / 0,454) * (1,963 / (1,963 + 0)) = 2,2 * V$$

$$F_{Scw} = F_{Rcw} \Rightarrow 2,2 * V = 298,7 \text{ kN}$$

$$V = 135,8 \text{ kN.}$$

$$P = 2 * V = 2 * 135,8 = \mathbf{271,6 \text{ kN}}$$
 (Verificação da diagonal comprida).

$$F_{Rtw} = (A_{sw} / s) * z * f_{yw} * (\cotg \theta + \cotg \alpha)$$

$$F_{Rtw} = (2 * 0,196 / 26,4) * 23,9 * 60,0 * (1,963 + 0) = 41,8 \text{ kN.}$$

$$F_{Stw} = V / \sin \alpha = V / 1,0 = V$$

$$F_{Stw} = F_{Rtw} \Rightarrow V = 41,8 \text{ kN}$$

$$P = 2 * V = 2 * 41,8 = \mathbf{83,6 \text{ kN}}$$
 (Verificação da armadura transversal)

$$y = (f_{cj} * b_w * d - ((f_{cj} * b_w * d)^2 - (1,7 * f_{cj} * b_w * M_k))^{1/2}) / (f_{cj} * b_w)$$

$$y = 4,9 \text{ cm}$$

$$z = d - y / 2 = 26,4 - 4,9 / 2 = 23,9 \text{ (Verificação do valor de "z" - OK)}$$

- **ACI 318M (1995)**

$$s = 26,4 \text{ cm}$$

$$d = 26,4 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 16,7 \text{ MPa}$$

$$V_c = (f_c^{1/2} / 60) * b_w * d = ((16,7^{1/2}) / 60) * 15 * 26,4 = 27,0 \text{ kN}$$

$$V_s = (A_v * f_y * d) / s = (2 * 0,196 * 60,0 * 26,4) / (26,4) = 23,5 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 27,0 + 23,5 = 50,5 \text{ kN}$$

$$P = 2 * V_n = 2 * 50,5 = \mathbf{101,0 \text{ kN}}$$
 (Verificação da armadura transversal)

SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

- **Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) – Modelo I**

$$s = 15,0 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 22,3 \text{ MPa} = 2,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctj} = 2,56 \text{ MPa} = 0,256 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * d.$$

$$V_{Rd2} = 0,27 * (1 - 22,3 / 250) * 2,23 * 15 * 31,2 = 256,6 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V_{Rd2} = 2 * 256,6 = \mathbf{513,2 \text{ kN}}. \text{ (Verificação da diagonal comprida).}$$

$$f_{ctm} = 0,9 * f_{ctj} = 0,9 * 0,256 = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 0,23 = 0,161 \text{ kN/cm}^2.$$

$$V_c = V_{co} = 0,6 * f_{ctk,inf} * b_w * d = 0,6 * 0,161 * 15 * 31,2 = 45,2 \text{ kN}.$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) * 0,9 * d * f_{yw}$$

$$V_{sw} = (2 * 0,196/15) * 0,9 * 31,2 * 80,27 = 58,9 \text{ kN}.$$

$$V_{R3} = V_c + V_{sw} = 45,2 + 58,9 = 104,1 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V_{R3} = 2 * 104,1 = \mathbf{208,2 \text{ kN}} \text{ (Verificação da armadura transversal)}$$

Verificação do efeito de arco:

$$a = 60,0 \text{ cm} < 2 * d = 2 * 31,2 \text{ m} = 62,4 \text{ m} \quad \therefore \text{ existe efeito de arco}$$

$$P = P / (a / 2 * d) = P / (60 / 2 * 31,2) = 1,04 * P$$

$$P = 1,04 * 208,2 = \mathbf{216,5 \text{ kN}}$$

- **Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) – Modelo II**

$$\theta = 33^\circ$$

$$s = 15,0 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 22,3 \text{ MPa} = 2,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd2} = 0,54 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * d * \sin^2 \theta * (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 * (1 - 22,3/250) * 2,23 * 15 * 31,2 * 0,297 * (0+1,54) = 234,5 \text{ kN.}$$

$$P = 2 * V_{Rd2} = 2 * 234,5 = \mathbf{469,0 \text{ kN.}}$$
 (Verificação da diagonal comprida).

$$f_{ctm} = 0,9 * f_{ctj} = 0,9 * 0,256 = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm} = 0,7 * 0,230 = 0,161 \text{ kN/cm}^2.$$

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) * 0,9 * d * f_{yw} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha$$

$$V_{sw} = (2 * 0,196 / 15) * 0,9 * 31,2 * 80,27 * (1,54) * 1,0 = 90,7 \text{ kN.}$$

$$V_{co} = 0,6 * f_{ctk,inf} * b_w * d = 0,6 * 0,161 * 15 * 31,2 = 45,2 \text{ kN.}$$

$$\text{Como } V_c = V_{c1} \text{ e,}$$

$$V_{c1} = V_{co} \text{ quando } V = V_{co} \text{ e}$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V = V_{Rd2},$$

interpolando-se então, linearmente para valores intermediários, arbitrando valores para V até encontrar um valor que coincida com o somatório de V_c e V_{sw} , chega-se a $V = 118,4 \text{ kN}$, $V_{sw} = 90,7 \text{ kN}$ e $V_{c1} = 27,7 \text{ kN}$.

Portanto:

$$V_{R3} = V_c + V_{sw} = 27,7 + 90,7 = 118,4 \text{ kN.}$$

$$P = 2 * V_{R3} = 2 * 118,4 = \mathbf{236,8 \text{ kN}}$$
 (Verificação da armadura transversal)

Verificação do efeito de arco \Rightarrow mesma verificação do Modelo I

$$P = 1,04 * P = 1,04 * 236,8 = \mathbf{246,3 \text{ kN}}$$

- **Código Modelo CEB-FIP (1990)**

$$\theta = 33^\circ$$

$$s = 15,0 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 22,3 \text{ MPa} = 2,23 \text{ kN/cm}^2$$

Para a determinação do valor de “z” inicialmente arbitrou-se um valor para o mesmo e a partir deste valor determinou-se a capacidade resistente da viga e o momento fletor máximo que nela atuava. Com este momento fletor encontrou-se um novo valor de “z”. De posse deste novo valor o processo foi repetido diversas vezes até que a variação de “z” se tornasse insignificante. Na sequência é apresentado somente o valor final de “z” e sua verificação.

$$z = 28,7 \text{ cm}$$

$$F_{Rcw} = 0,60 * (1 - f_{cj} / 250) * f_{cj} * b_w * z * \cos \theta$$

$$F_{Rcw} = 0,60 * (1 - 22,3 / 250) * 2,23 * 15 * 28,7 * 0,839 = 439,2 \text{ kN}.$$

$$F_{Scw} = (V / \sin \theta) * (\cotg \theta / (\cotg \theta + \cotg \alpha))$$

$$F_{Scw} = (V / 0,544) * (1,54 / (1,54 + 0)) = 1,84 * V$$

$$F_{Scw} = F_{Rcw} \Rightarrow 1,84 * V = 439,2 \text{ kN}$$

$$V = 238,7 \text{ kN}.$$

$$P = 2 * V = 2 * 238,7 = \mathbf{477,4 \text{ kN}}$$
 (Verificação da diagonal comprida).

$$F_{Rtw} = (A_{sw} / s) * z * f_{yw} * (\cotg \theta + \cotg \alpha)$$

$$F_{Rtw} = (2 * 0,196 / 15) * 28,7 * 80,27 * (1,54 + 0) = 92,7 \text{ kN}.$$

$$F_{Stw} = V / \sin \alpha = V / 1,0 = V$$

$$F_{Stw} = F_{Rtw} \Rightarrow V = 92,7 \text{ kN}$$

$$P = 2 * V = 2 * 92,7 = \mathbf{185,4 \text{ kN}}$$
 (Verificação da armadura transversal)

$$y = (f_{cj} * b_w * d - ((f_{cj} * b_w * d)^2 - (1,7 * f_{cj} * b_w * M_k))^{1/2}) / (f_{cj} * b_w)$$

$$y = 4,9 \text{ cm}$$

$$z = d - y / 2 = 31,2 - 4,9 / 2 = 28,7 \text{ cm}$$
 (Verificação do valor de “z” - OK)

Verificação do efeito de arco:

$$a = 60,0 \text{ cm} > z * \cotg \theta = 28,7 * 1,54 = 44,0 \text{ cm} \quad \therefore \text{ não existe efeito de arco.}$$

- **ACI 318M (1995)**

$$s = 15,0 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$f_{cj} = 22,3 \text{ MPa}$$

$$V_c = (f_c^{1/2} / 60) * b_w * d = ((22,3^{1/2}) / 60) * 15 * 31,2 = 36,8 \text{ kN}$$

$$V_s = (A_v * f_y * d) / s = (2 * 0,196 * 80,27 * 31,2) / 15 = 65,4 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 36,8 + 65,4 = 102,2 \text{ kN}$$

$$P = 2 * V_n = 2 * 102,2 = \mathbf{204,4 \text{ kN}}$$
 (Verificação da armadura transversal)

Verificação do efeito de arco: o ACI não prevê efeito de arco para cargas concentradas.

**APÊNDICE II – PLANILHAS COM DADOS COLETADOS DURANTE
OS ENSAIOS DAS VIGAS**

PRIMEIRA ETAPA DE ENSAIOS

Tabela II.1 - Resultados dos ensaios das vigas V1, V2 e V3 – Deslocamentos verticais

Viga 1			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
10,0	0,13	0,12	0,12
20,0	0,35	0,31	0,32
30,0	0,61	0,52	0,57
40,0	1,00	0,91	0,89
50,0	1,44	1,30	1,32
60,0	1,86	1,70	1,67
70,0	2,36	2,14	2,12
80,0	2,83	2,57	2,49
90,0	3,38	3,06	3,02
100,0	4,06	3,68	3,64
104,0	4,93	4,63	4,30

Viga 2			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	-	-
10,0	0,10	-	-
20,0	0,25	-	-
30,0	0,50	-	-
40,0	0,86	-	-
50,0	1,22	-	-
60,0	1,57	-	-
70,0	1,93	-	-
80,0	2,53	-	-
90,0	2,92	-	-
100,0	3,49	-	-
110,0	4,08	-	-
115,0	5,16	-	-

Viga 3			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
10,0	0,09	0,05	0,04
20,0	0,23	0,15	0,16
30,0	0,42	0,31	0,32
40,0	0,78	0,59	0,63
50,0	1,20	0,98	1,02
60,0	1,67	1,38	1,44
70,0	2,21	1,89	1,91
80,0	2,74	2,37	2,39
90,0	3,38	2,95	2,96
95,0	4,62	4,31	3,81
100,0	5,50	4,91	4,31
102,0	5,71	5,33	4,57
104,0	5,83	5,80	4,87
106,0	6,21	6,31	5,10

SEGUNDA ETAPA DE ENSAIOS

Tabela II.2 - Resultados do ensaio da viga VA1 – Deslocamentos verticais

Viga VA1			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquada	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,7	0,07	0,02	0,10
10,0	0,11	0,11	0,14
15,1	0,18	0,13	0,14
20,5	0,19	0,12	0,18
25,2	0,26	0,14	0,18
30,3	0,31	0,30	0,35
35,1	0,37	0,26	0,30
40,2	0,46	0,33	0,36
45,0	0,54	0,39	0,38
50,0	0,61	0,51	0,50
55,0	0,67	0,64	0,64
60,1	0,78	0,61	0,67
65,2	0,83	0,69	0,76
70,2	0,97	0,86	0,81
75,0	1,09	0,97	0,96
80,0	1,12	0,96	0,98
85,0	1,19	1,06	1,02
90,1	1,29	1,11	1,18
95,1	1,46	1,30	1,24
100,2	1,51	1,35	1,36
105,2	1,65	1,46	1,58
110,2	1,79	1,57	1,61
115,4	1,84	1,75	1,69
120,0	2,05	1,89	1,91
125,2	2,17	2,01	2,00
130,4	2,28	2,09	2,10
135,3	2,79	2,69	2,51
140,3	2,92	2,71	2,57
145,4	3,07	2,98	2,75
150,2	3,27	3,20	2,95
155,3	3,41	3,30	3,03
160,5	3,58	3,41	3,22
165,4	3,78	3,53	3,45
170,0	3,93	3,72	3,51
175,0	4,04	3,84	3,70
180,2	4,29	4,10	3,88
185,0	4,40	4,15	3,95
190,1	4,58	4,35	4,09
195,1	4,81	4,55	4,35
200,0	5,06	4,87	4,58
205,1	5,27	5,03	4,79
210,3	5,46	5,14	4,95
215,4	5,67	5,42	5,14
220,2	5,88	5,63	5,37
225,2	6,08	5,83	5,51
230,1	6,35	6,09	5,78
235,2	6,66	6,31	6,11
240,2	7,01	6,62	6,39
245,3	7,44	7,03	6,81
247,7	8,00	7,63	7,34

Tabela II.3 – Resultados do ensaio da viga VA1 – Tensões nos extensômetros

Viga VA1										
Carga (kN)	Tensões no estribo E1					Tensões no estribo E2				
	σ 11 (MPa)	σ 12 (MPa)	σ 13 (MPa)	σ 14 (MPa)	σ 15 (MPa)	σ 21 (MPa)	σ 22 (MPa)	σ 23 (MPa)	σ 24 (MPa)	σ 25 (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,7	18,2	0,0	-12,2	5,3	90,7	2,3	34,9	10,2	62,7	308,2
10,0	23,5	1,0	-12,5	6,2	81,3	1,9	34,1	9,5	63,2	320,6
15,1	13,3	2,7	-15,9	5,7	71,1	1,3	34,3	7,4	64,9	300,5
20,5	21,0	-0,7	-23,0	4,0	82,3	0,4	33,0	3,6	60,1	382,0
23,9	10,6	3,4	-19,2	6,8	68,3	5,1	35,4	8,5	67,0	377,1
35,1	8,9	3,3	-19,7	7,5	47,8	4,7	37,5	6,4	65,2	381,3
40,2	19,9	3,4	-19,2	5,8	91,4	5,3	42,4	10,4	70,0	443,5
45,0	18,5	0,4	-17,3	5,8	119,3	4,7	46,1	14,1	71,4	519,3
50,0	32,2	5,4	-3,6	8,9	146,9	4,7	45,4	13,1	77,8	569,3
55,0	17,6	2,7	-18,8	3,2	77,2	8,3	40,2	6,3	71,0	427,7
60,1	46,2	3,0	-3,6	5,4	176,7	5,8	51,2	8,4	81,6	624,6
65,2	28,2	5,0	-4,6	7,4	163,1	6,5	51,9	9,3	83,9	606,3
70,2	52,3	6,3	1,3	6,2	192,1	9,6	56,8	8,9	82,5	572,3
75,0	52,8	10,9	16,4	10,8	252,0	12,3	70,3	20,0	94,8	707,2
80,0	57,2	6,8	17,0	6,4	292,7	8,9	67,4	16,5	89,2	685,6
85,0	80,5	14,6	35,0	9,6	371,5	12,5	81,3	30,7	97,8	755,5
90,1	82,0	12,7	43,8	8,7	422,9	16,5	87,5	34,9	96,9	765,3
95,1	85,2	15,0	43,0	6,6	438,5	23,7	94,3	43,2	100,5	767,9
100,2	93,4	18,0	50,7	4,5	510,5	26,8	104,4	48,4	100,8	778,4
105,2	111,5	27,8	62,1	6,8	562,0	34,2	118,0	61,4	104,1	783,4
110,2	117,6	35,6	55,1	4,1	501,6	41,8	116,1	64,7	97,4	782,7
115,4	153,4	43,3	82,4	7,5	647,2	43,9	133,9	88,5	106,9	791,1
120,0	157,7	55,3	76,5	1,7	646,4	52,6	142,4	96,5	106,6	790,6
125,2	-47,7	76,5	60,6	1,3	663,7	57,2	153,8	110,5	104,1	793,0
130,4	-176,4	89,2	-0,6	4,5	549,8	63,4	143,0	106,4	102,4	790,1
135,3	-68,9	103,2	22,5	9,8	699,3	410,8	-93,5	-99,3	217,5	797,1
140,3	-68,5	106,1	16,4	4,1	705,1	565,9	-74,9	-136,9	232,7	797,9
145,4	-61,9	113,4	-3,0	6,2	693,0	684,5	-60,3	-163,0	249,7	795,8
150,2	-3,8	-217,1	-43,2	8,3	700,3	128,0	-17,4	-209,2	268,2	796,9
155,3	-9,8	-187,2	-40,2	11,5	711,3	126,9	-2,6	-206,4	290,4	798,5
160,5	0,8	-151,6	-50,4	2,3	706,5	124,6	-2,1	-202,0	303,8	798,0
165,4	-11,2	-131,5	-54,4	0,3	704,1	124,0	-1,7	-116,9	319,1	795,7
170,0	-8,3	-117,2	-51,4	-2,5	679,7	123,2	-3,6	-121,1	333,9	797,1
175,0	0,8	-104,3	-37,2	4,3	706,0	124,2	-2,6	-122,4	351,6	797,8
180,2	-8,3	-90,1	-37,3	-23,8	689,8	123,8	-4,5	-125,6	372,6	796,1
185,0	-30,6	-74,8	-59,0	-35,6	650,3	123,8	-14,3	-134,0	389,4	792,0
190,1	-26,5	-56,4	-65,0	-43,5	593,8	123,1	-18,5	-139,1	400,4	787,8
195,1	-37,5	-44,0	-72,9	-46,5	582,4	124,2	-23,8	-141,9	423,8	787,2
200,0	-28,2	-21,0	-80,3	-47,4	560,9	123,1	-32,7	-149,8	435,5	784,8
205,1	-6,8	-10,5	-89,6	-53,5	531,4	125,9	-34,8	-153,9	448,2	782,8
210,3	-5,5	5,4	-99,1	-55,6	517,2	122,3	-40,3	-159,0	321,0	781,0
215,4	1,3	15,2	-113,1	-60,9	528,3	121,0	-38,2	-159,9	137,7	783,0
220,2	9,7	29,8	-112,2	-63,9	557,1	122,2	-38,0	-154,3	-31,0	786,0
225,2	17,4	40,3	-119,0	-65,1	511,0	120,2	-40,5	-152,4	-65,6	781,7
230,1	8,4	53,8	-126,0	-65,1	484,6	120,2	-47,9	-146,1	-75,6	779,6
235,2	4,6	63,4	-136,3	-72,1	462,4	118,0	-41,6	-139,5	-93,3	778,5
240,2	6,7	72,2	-130,0	-75,9	454,7	118,7	-43,0	-125,6	-111,0	778,4
245,3	13,1	24,7	-112,9	-75,3	460,7	117,7	-83,8	-102,3	-133,8	779,5
247,7	32,6	11,4	-98,2	-83,6	424,4	115,7	-41,3	-79,8	-162,0	778,7

Tabela II.4 - Resultados do ensaio da viga VA2 – Deslocamentos verticais

Viga VA2			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,3	0,09	0,17	0,09
10,1	0,09	0,19	0,14
15,8	0,21	0,19	0,12
21,1	0,19	0,30	0,25
25,4	0,33	0,39	0,25
30,1	0,43	0,32	0,30
35,5	0,34	0,62	0,42
40,3	0,49	0,56	0,48
45,3	0,60	0,58	0,57
50,0	0,56	0,72	0,68
55,0	0,73	0,76	0,75
60,0	0,86	0,76	0,71
65,1	0,89	0,96	0,95
70,1	1,00	1,01	1,02
75,3	1,09	1,06	1,08
79,6	1,18	1,21	1,15
85,4	1,41	1,24	1,22
90,3	1,50	1,44	1,35
95,3	1,59	1,55	1,41
99,9	1,72	1,52	1,57
104,9	1,81	1,74	1,70
109,9	1,95	1,75	1,75
114,9	2,04	1,95	1,90
120,1	2,24	1,98	1,99
125,0	2,30	2,13	2,15
129,9	2,43	2,22	2,20
135,1	2,53	2,48	2,36
140,0	2,71	2,43	2,40
145,1	2,86	2,83	2,74
149,9	3,08	2,72	2,73
155,0	3,21	3,00	3,05
160,2	3,46	3,19	3,11
165,4	3,61	3,23	3,24
170,0	3,65	3,47	3,43
175,2	3,95	3,58	3,46
180,0	4,03	3,66	3,63
185,0	4,19	3,73	3,67
190,0	4,27	4,01	3,83
195,2	4,58	4,07	4,03
200,5	4,68	4,31	4,17
205,2	4,80	4,47	4,27
210,0	4,89	4,70	4,50
215,5	5,16	4,75	4,51
220,3	5,40	5,06	4,71
225,2	5,52	5,20	4,95
230,2	5,71	5,29	5,10
235,2	5,91	5,63	5,28
240,1	6,18	5,72	5,49
245,0	6,35	6,03	5,70
250,0	6,67	6,31	6,02
255,2	7,08	6,63	6,17
257,1	7,27	6,84	6,42

Tabela II.5 – Resultados do ensaio da viga VA2 – Tensões nos extensômetros

Viga VA2										
Carga (kN)	Tensões no estribo E3					Tensões no estribo E4				
	σ_{31} (MPa)	σ_{32} (MPa)	σ_{33} (MPa)	σ_{34} (MPa)	σ_{35} (MPa)	σ_{41} (MPa)	σ_{42} (MPa)	σ_{43} (MPa)	σ_{44} (MPa)	σ_{45} (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,3	-0,4	-6,0	-2,3	2,9	1,9	10,4	7,7	3,6	6,8	172,5
10,1	0,2	-2,4	0,8	8,7	1,6	17,2	10,6	1,2	4,5	297,4
15,8	4,7	-6,4	-0,2	6,7	1,9	18,6	10,1	-1,3	2,0	350,6
21,1	5,1	-0,7	2,1	18,8	2,0	42,8	17,8	7,7	10,9	570,4
25,4	14,2	5,5	2,7	24,5	4,4	64,8	28,3	12,3	17,0	655,0
30,1	24,2	10,1	4,5	36,8	4,9	89,3	39,9	20,2	22,5	751,8
35,5	24,1	7,1	5,2	40,6	8,1	89,8	39,7	17,6	22,1	762,5
40,3	27,6	8,9	5,9	40,6	7,5	92,7	44,4	21,4	27,1	769,9
45,3	30,9	8,5	7,3	44,0	9,1	106,3	49,0	22,2	30,6	778,2
50,0	27,5	7,2	8,8	43,8	11,5	101,6	44,3	18,9	28,8	779,5
55,0	34,5	12,6	10,9	56,3	14,8	117,3	53,3	25,6	34,4	789,3
60,0	79,0	31,2	14,5	66,2	16,1	141,3	64,1	32,0	39,3	795,5
65,1	43,9	19,5	14,5	69,6	19,9	144,6	65,8	34,5	43,3	799,5
70,1	59,5	21,0	15,5	74,3	20,4	164,7	73,9	39,3	48,1	803,3
75,3	59,3	21,0	14,7	73,5	19,3	167,7	74,5	38,4	48,8	804,9
79,6	59,1	18,4	14,7	77,0	21,4	169,1	77,5	41,6	50,2	806,9
85,4	59,8	22,0	13,4	76,6	20,3	170,4	78,8	39,3	49,2	809,4
90,3	66,7	19,9	14,2	81,5	27,5	178,7	81,1	40,3	55,4	816,0
95,3	65,0	19,5	15,6	81,0	21,4	182,1	83,4	42,2	56,4	818,7
99,9	77,5	20,7	19,5	86,3	25,9	182,1	82,8	44,3	54,7	825,1
104,9	82,0	23,7	17,0	88,5	24,4	198,4	90,6	45,6	56,0	836,3
109,9	79,0	20,1	15,8	87,5	22,7	200,1	90,7	45,4	59,2	842,3
114,9	85,1	21,8	16,0	82,7	25,8	189,9	86,2	45,9	54,7	844,2
120,1	78,9	21,0	14,2	81,0	23,8	187,5	83,9	44,1	56,8	844,6
125,0	77,5	18,0	14,9	69,2	20,3	163,2	74,1	36,7	47,3	865,9
129,9	98,7	16,3	13,0	67,7	19,0	147,1	76,7	35,9	46,5	881,0
135,1	109,8	18,4	14,9	69,6	20,3	154,6	73,9	35,0	47,1	879,5
140,0	111,6	20,3	11,0	66,7	19,5	147,6	68,4	29,7	43,7	863,1
145,1	98,0	26,4	13,9	68,7	21,4	148,4	70,0	30,3	43,9	871,6
149,9	69,4	20,5	8,6	56,3	17,4	132,1	64,5	24,6	36,5	850,1
155,0	40,8	19,5	12,2	51,0	16,6	115,2	54,1	19,3	32,9	838,0
160,2	20,6	-1,1	10,5	47,2	14,8	111,6	54,8	17,8	32,2	833,3
165,4	-21,4	-14,6	13,1	46,4	14,5	108,0	48,2	17,2	33,3	829,3
170,0	-56,8	-19,5	10,3	44,6	12,5	95,3	46,7	12,3	26,8	822,3
175,2	-75,8	-21,0	12,2	46,8	12,1	102,2	50,9	16,1	32,2	824,6
180,0	-92,3	-25,5	9,9	45,9	12,9	108,4	49,9	13,2	27,6	824,1
185,0	-126,6	-31,8	7,7	44,2	11,9	93,6	51,4	11,2	30,6	823,1
190,0	-162,2	-34,0	6,5	47,2	8,9	108,0	49,5	13,6	29,9	824,5
195,2	-243,9	-42,2	-9,5	54,8	9,5	108,0	52,9	14,9	33,1	825,3
200,5	-319,5	-48,2	-29,9	69,0	13,2	103,5	49,7	14,6	30,2	824,3
205,2	-31,0	-51,3	-42,0	82,7	16,1	106,3	47,8	9,8	26,8	822,4
210,0	-6,4	-68,3	-51,9	100,5	13,1	106,1	49,7	11,8	25,5	822,4
215,5	9,6	-82,5	-47,0	118,9	14,5	104,2	45,4	11,2	30,5	823,1
220,3	11,2	-92,0	-50,8	135,8	10,8	88,9	44,3	7,2	25,5	820,1
225,2	17,5	-94,4	-47,8	160,2	16,5	102,2	42,2	9,4	28,4	819,8
230,2	17,6	-84,6	-48,3	176,4	16,1	105,6	47,3	11,4	28,1	821,0
235,2	23,1	-67,9	-56,7	195,1	12,3	114,3	44,0	8,8	27,1	819,9
240,1	22,9	-81,3	-57,3	19,6	14,9	114,9	43,5	6,8	28,5	815,2
245,0	15,1	-92,4	-60,5	10,6	12,7	106,7	38,4	4,0	21,6	815,4
250,0	15,8	-113,9	-65,7	5,7	13,2	112,9	35,4	3,8	21,4	812,5
255,2	30,5	-117,7	-79,8	-8,9	13,1	107,0	33,3	0,2	17,4	809,9
257,1	27,9	-107,3	-88,0	-25,4	12,9	106,7	29,9	-1,9	18,1	808,5

Tabela II.6 – Resultados do ensaio da viga VA3 – Deslocamentos verticais

Viga VA3			
Carga (kN)	Deslocamentos medios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,0	0,05	0,07	0,10
10,2	0,09	0,14	0,13
15,0	0,14	0,10	0,12
20,1	0,21	0,24	0,18
24,7	0,27	0,28	0,22
30,4	0,35	0,29	0,29
35,1	0,40	0,33	0,37
40,3	0,49	0,42	0,48
44,9	0,57	0,55	0,54
49,9	0,64	0,53	0,64
55,0	0,74	0,69	0,76
60,2	0,85	0,76	0,81
65,1	0,95	0,86	0,86
70,3	1,06	0,97	1,08
75,0	1,14	1,07	1,05
80,3	1,24	1,14	1,10
85,1	1,31	1,26	1,21
90,3	1,45	1,30	1,34
95,0	1,49	1,36	1,33
100,0	1,61	1,44	1,47
105,2	1,73	1,59	1,60
110,1	1,83	1,66	1,61
115,1	1,98	1,77	1,78
120,1	2,13	1,96	1,97
125,1	2,33	2,13	2,14
130,0	2,63	2,42	2,42
135,0	2,81	2,55	2,63
140,2	2,98	2,76	2,76
145,0	3,17	2,88	2,95
150,2	3,34	3,16	3,10
155,0	3,50	3,32	3,28
160,2	3,66	3,43	3,50
165,2	3,82	3,60	3,63
170,2	3,99	3,74	3,80
175,2	4,18	3,99	3,89
180,0	4,34	4,08	4,10
185,0	4,52	4,28	4,22
190,0	4,71	4,45	4,45
195,1	4,87	4,57	4,52
200,1	5,07	4,88	4,77
205,0	5,27	4,96	4,89
210,2	5,50	5,26	5,16
215,0	5,73	5,49	5,33
220,1	5,97	5,85	5,58
225,1	6,25	6,07	5,76
230,3	6,54	6,33	6,19
235,0	6,93	6,73	6,42
236,4	7,45	7,43	6,89

Tabela II.7 – Resultados do ensaio da viga VC2 – Deslocamentos verticais

Viga VC2			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,1	0,02	0,13	0,09
9,6	0,07	0,12	0,11
15,4	0,14	0,14	0,19
19,7	0,19	0,32	0,30
24,1	0,25	0,29	0,30
26,4	0,27	0,35	0,33
35,4	0,39	0,47	0,42
40,0	0,45	0,46	0,43
44,8	0,53	0,53	0,57
49,9	0,64	0,63	0,61
55,2	0,74	0,71	0,77
60,4	0,85	0,80	0,86
65,0	0,96	0,83	0,95
70,2	1,07	0,99	0,99
75,1	1,18	1,09	1,16
75,5	1,19	1,14	1,13
80,1	1,30	1,24	1,21
84,8	1,39	1,29	1,26
90,2	1,52	1,42	1,39
95,2	1,62	1,56	1,53
100,2	1,75	1,70	1,66
105,1	1,87	1,73	1,75
110,1	1,98	1,87	1,78
115,1	2,12	2,02	1,92
120,1	2,31	2,23	2,04
124,9	2,51	2,24	2,32
130,2	2,64	2,44	2,40
134,8	2,77	2,60	2,52
140,1	2,91	2,73	2,68
145,2	3,08	2,82	2,83

Viga VC2			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
150,3	3,21	3,01	2,91
155,2	3,37	3,15	3,09
160,1	3,52	3,28	3,27
165,1	3,67	3,39	3,40
170,0	3,83	3,54	3,55
175,0	4,00	3,67	3,69
180,2	4,17	3,89	3,84
185,0	4,32	4,05	3,98
190,1	4,50	4,22	4,13
195,1	4,68	4,33	4,28
200,1	4,87	4,56	4,46
205,2	5,08	4,81	4,70
210,1	5,40	5,11	4,92
215,0	5,60	5,35	5,11
220,2	5,76	5,44	5,27
225,1	5,98	5,65	5,50
230,0	6,25	5,98	5,65
235,0	6,60	6,30	5,98
240,0	6,88	6,60	6,19
245,1	7,16	6,84	6,48
250,0	7,45	7,15	6,71
255,0	7,77	7,51	7,06
260,0	8,09	7,78	7,30
265,1	8,46	8,25	7,61
270,0	8,73	8,43	7,87
275,1	8,92	8,62	8,04
279,9	9,19	8,87	8,29
285,0	9,49	9,28	8,54
290,3	9,94	9,66	8,97
295,1	10,48	10,18	9,47
300,9	11,69	11,60	10,46

Tabela II.8 – Resultados do ensaio da viga VC3 – Deslocamentos verticais

Viga VC3			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
3,0	0,01	0,06	0,10
9,5	0,08	0,06	0,21
14,7	0,15	0,13	0,19
20,5	0,22	0,17	0,28
25,8	0,29	0,28	0,39
31,6	0,35	0,39	0,37
35,7	0,39	0,45	0,44
40,3	0,47	0,46	0,49
44,8	0,54	0,52	0,55
50,2	0,63	0,57	0,61
54,8	0,73	0,82	0,70
59,9	0,83	0,77	0,84
65,3	0,94	0,90	0,95
70,0	1,04	1,06	0,99
75,2	1,13	1,10	1,12
79,9	1,20	1,18	1,11
85,1	1,33	1,38	1,25
90,1	1,43	1,37	1,34
95,3	1,55	1,57	1,44
100,0	1,68	1,66	1,59
105,0	1,81	1,80	1,74
107,2	1,87	1,81	1,84
162,1	3,63	3,37	3,47
165,3	3,72	3,54	3,60
170,1	3,89	3,63	3,78
175,0	4,05	3,79	3,88
180,1	4,23	3,96	4,04
185,1	4,37	4,03	4,20
190,0	4,54	4,31	4,30
195,0	4,71	4,41	4,52
200,0	4,94	4,65	4,72
205,2	5,15	4,71	4,94
210,0	5,35	4,97	5,10
215,0	5,65	5,23	5,40
220,1	5,92	5,51	5,72
225,1	6,29	5,73	6,02
230,0	6,66	6,07	6,52
230,8	6,72	6,15	6,55
224,9	6,70	6,15	6,57
211,1	6,51	5,95	6,27
44,2	3,55	3,10	3,34
25,2	3,04	2,61	2,94
15,5	2,76	2,28	2,72
8,3	2,49	2,05	2,40
0,0	2,27	1,78	2,15
5,1	2,33	1,98	2,33

Viga VC3			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita
10,1	2,43	2,02	2,34
15,5	2,53	2,11	2,48
20,5	2,64	2,34	2,55
25,5	2,73	2,39	2,66
29,7	2,82	2,42	2,73
35,6	2,95	2,66	2,85
39,9	3,05	2,64	2,95
44,8	3,16	2,83	2,99
49,9	3,28	2,84	3,12
55,1	3,39	2,99	3,28
60,4	3,51	3,01	3,35
64,9	3,63	3,21	3,45
70,2	3,75	3,29	3,53
75,2	3,87	3,40	3,66
80,3	4,00	3,55	3,81
85,0	4,10	3,66	3,98
89,9	4,23	3,72	4,02
95,1	4,34	3,96	4,10
100,3	4,47	3,98	4,20
105,1	4,58	4,11	4,35
110,1	4,70	4,15	4,48
114,9	4,82	4,24	4,58
119,9	4,93	4,44	4,65
124,9	5,04	4,51	4,79
129,9	5,15	4,65	4,91
134,8	5,29	4,69	5,06
140,1	5,40	4,82	5,14
145,0	5,51	4,90	5,23
150,1	5,63	5,01	5,34
155,1	5,75	5,05	5,43
160,0	5,86	5,28	5,54
165,0	5,97	5,31	5,59
170,2	6,10	5,46	5,79
175,0	6,20	5,50	5,83
180,0	6,30	5,63	6,01
185,2	6,41	5,76	6,09
190,0	6,52	5,87	6,12
195,1	6,65	5,89	6,29
200,0	6,79	6,06	6,39
205,0	6,95	6,18	6,63
210,0	7,13	6,35	6,80
215,0	7,22	6,48	6,86
220,1	7,34	6,51	6,98
225,1	7,51	6,68	7,11
230,1	7,70	6,94	7,31
235,0	8,05	7,08	7,67
239,8	10,50	8,72	10,40

Tabela II.9 – Resultados do ensaio da viga VC4 – Deslocamentos verticais

Viga VC4				Viga VC4			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)			Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquerda	Direita		Centro	Esquerda	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00	150,0	2,79	2,62	2,56
5,7	0,04	0,08	0,03	154,9	2,91	2,65	2,69
11,1	0,10	0,15	0,18	160,2	3,02	2,79	2,77
15,1	0,16	0,13	0,18	165,1	3,14	2,97	2,90
20,9	0,19	0,26	0,27	169,8	3,27	3,12	3,07
24,5	0,24	0,21	0,29	175,3	3,42	3,29	3,22
32,9	0,35	0,35	0,28	180,3	3,54	3,44	3,32
37,0	0,40	0,42	0,37	185,0	3,67	3,50	3,43
41,1	0,45	0,44	0,45	190,5	3,82	3,69	3,67
49,4	0,61	0,54	0,55	195,1	3,95	3,88	3,74
53,8	0,69	0,63	0,64	200,3	4,08	3,96	3,90
60,3	0,82	0,70	0,75	205,3	4,22	4,11	3,96
64,7	0,89	0,75	0,79	210,0	4,35	4,20	4,10
70,0	1,00	0,85	0,90	215,2	4,49	4,45	4,25
74,9	1,09	0,95	0,96	220,2	4,65	4,54	4,42
80,1	1,18	1,02	1,02	225,3	4,79	4,69	4,52
85,0	1,29	1,15	1,23	230,2	4,93	4,80	4,62
90,0	1,39	1,26	1,34	235,3	5,09	4,96	4,83
95,0	1,52	1,31	1,38	240,1	5,22	5,22	4,91
100,2	1,60	1,47	1,50	245,3	5,38	5,35	5,12
105,2	1,71	1,54	1,55	250,0	5,54	5,52	5,21
110,2	1,80	1,66	1,65	254,9	5,70	5,67	5,42
115,2	1,92	1,72	1,75	260,0	5,87	5,87	5,60
120,4	2,01	1,89	1,82	265,1	6,07	6,08	5,74
125,4	2,10	1,88	2,02	270,1	6,24	6,26	6,00
130,3	2,20	2,08	2,12	275,3	6,42	6,48	6,12
135,1	2,31	2,11	2,12	280,1	6,64	6,67	6,37
140,1	2,41	2,24	2,19	285,0	6,90	6,94	6,59
145,0	2,51	2,40	2,35	287,9	7,19	7,36	6,77

Tabela II.10 – Resultados do ensaio da viga VC4 – Tensões nos extensômetros

Viga VC4										
Carga (kN)	Tensões no estribo E5					Tensões no estribo E6				
	σ 51 (MPa)	σ 52 (MPa)	σ 53 (MPa)	σ 54 (MPa)	σ 55 (MPa)	σ 61 (MPa)	σ 62 (MPa)	σ 63 (MPa)	σ 64 (MPa)	σ 65 (MPa)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,7	8,8	1,5	-2,6	9,3	10,8	2,6	7,2	-4,1	-1,6	12,4
11,1	-19,2	-8,3	-3,6	20,2	32,5	6,2	19,7	-6,7	-8,3	34,6
15,1	-19,2	-15,5	-3,6	22,7	39,7	7,2	21,2	-5,7	-8,8	44,4
20,9	23,3	-7,3	-3,6	31,0	51,6	17,6	35,7	-1,6	-9,3	58,3
24,5	31,6	1,0	-3,6	37,8	59,8	26,4	46,0	-1,1	-9,3	68,1
32,9	30,6	28,9	-3,6	60,5	87,2	47,0	73,4	4,6	-6,7	95,4
37,0	47,7	40,9	-6,2	71,4	102,1	58,9	86,9	8,8	-3,6	117,6
41,1	63,3	48,1	-5,1	81,7	135,1	65,6	99,8	8,2	-7,8	159,4
49,4	97,0	56,4	-6,7	105,0	181,5	81,1	126,7	12,4	-7,3	213,0

**Tabela II.10 – Resultados do ensaio da viga VC4 – Tensões nos extensômetros
(Continuação)**

Viga VC4										
Carga (kN)	Tensões no estribo E5					Tensões no estribo E6				
	σ 51 (MPa)	σ 52 (MPa)	σ 53 (MPa)	σ 54 (MPa)	σ 55 (MPa)	σ 61 (MPa)	σ 62 (MPa)	σ 63 (MPa)	σ 64 (MPa)	σ 65 (MPa)
53,8	116,2	71,9	-5,7	116,9	218,7	89,9	145,9	12,4	-9,3	301,2
60,3	298,9	46,0	-6,2	188,2	653,7	110,1	215,2	4,1	-21,7	748,3
64,7	268,8	62,6	-8,3	180,0	569,7	114,7	211,6	7,7	-17,6	669,6
70,0	308,8	87,9	-7,2	194,9	592,8	124,6	225,6	10,3	-15,5	714,8
74,9	349,7	113,3	-5,1	208,4	652,0	136,9	251,4	11,9	-13,4	746,8
80,1	181,6	103,9	-5,1	145,3	268,7	115,8	178,5	18,6	-4,7	324,5
85,0	513,7	157,2	-6,2	245,6	737,7	161,2	295,4	17,0	-13,4	787,6
90,0	521,0	168,6	-5,1	246,7	736,5	164,9	293,3	15,0	-12,9	786,2
95,0	530,8	180,0	-3,1	248,7	736,1	169,0	300,0	16,5	-14,0	786,4
100,2	530,8	185,7	-1,0	250,3	736,3	173,1	302,1	18,6	-17,1	786,4
105,2	530,8	184,1	0,0	250,8	736,3	170,5	301,6	19,1	-10,3	786,8
110,2	530,8	184,1	2,6	251,8	735,9	171,0	303,7	19,6	-8,8	787,1
115,2	530,8	188,3	4,1	254,9	737,3	170,0	301,6	19,6	-6,7	787,0
120,4	539,2	193,9	5,7	262,7	737,9	172,6	304,2	24,2	-2,6	787,5
125,4	552,1	199,6	7,2	271,5	740,4	175,2	307,3	25,3	2,6	788,1
130,3	561,4	206,4	7,7	280,3	741,7	177,3	308,3	29,9	6,2	788,6
135,1	567,5	196,5	7,7	285,4	742,9	178,8	311,9	35,1	10,8	788,2
140,1	591,5	212,0	9,8	293,7	745,8	181,4	319,2	39,2	26,9	790,2
145,0	613,0	224,5	7,7	300,5	747,2	183,0	323,8	41,3	33,6	791,4
150,0	693,8	-40,9	7,2	341,8	752,6	188,6	336,8	52,6	73,4	794,1
154,9	708,2	62,6	2,1	365,1	754,5	194,3	347,6	58,3	78,5	794,6
160,2	719,1	-77,1	-2,1	378,0	755,8	197,4	352,8	52,1	86,8	794,3
165,1	726,8	-310,9	-5,1	404,9	758,6	199,5	362,1	62,9	95,6	796,0
169,8	730,5	-574,1	-5,1	444,2	761,3	204,1	379,7	76,9	103,4	798,2
175,3	721,6	-597,9	-11,4	464,9	765,7	204,7	394,2	72,2	100,8	798,0
180,3	724,3	-415,3	-11,4	492,8	764,9	209,8	413,8	80,5	111,1	798,5
185,0	730,8	-316,6	-18,6	514,0	765,8	211,4	430,9	119,7	115,2	798,6
190,5	734,1	-269,5	-56,2	545,0	771,1	218,6	444,4	97,5	123,5	799,3
195,1	728,2	-229,1	-83,0	562,6	769,6	219,6	451,1	101,7	126,6	799,4
200,3	720,6	-170,2	-124,3	576,7	773,2	214,0	461,9	105,8	133,8	799,7
205,3	724,2	-133,5	-181,5	598,7	774,7	221,7	473,9	119,2	135,4	799,4
210,0	737,4	-110,7	-258,3	609,7	774,2	226,9	473,9	126,9	127,7	799,6
215,2	744,3	-93,6	-287,8	646,4	773,8	228,9	481,6	131,6	131,8	799,5
220,2	745,5	-83,8	-250,6	659,5	774,4	236,2	486,8	132,6	134,9	799,5
225,3	748,4	-63,6	-202,7	667,4	777,7	245,5	496,1	135,7	139,5	800,0
230,2	753,7	-67,2	-186,2	675,9	778,3	250,1	499,7	135,7	144,7	800,1
235,3	752,7	-65,2	-168,6	686,2	779,5	257,4	508,0	139,3	146,3	800,3
240,1	752,1	-62,6	-155,2	695,3	780,9	264,1	517,8	140,4	152,4	800,6
245,3	753,6	-51,2	-142,8	704,0	781,9	271,8	524,6	136,7	157,6	801,0
250,0	752,6	-27,4	-127,4	711,1	783,0	277,0	533,4	137,8	162,3	801,1
254,9	752,5	-20,2	-115,0	717,4	784,0	288,9	540,6	128,5	177,3	801,1
260,0	752,9	-6,7	-104,2	721,2	785,0	297,2	552,0	125,9	189,7	801,1
265,1	754,2	-20,7	-104,2	725,8	786,1	301,8	552,5	122,3	196,4	800,7
270,1	755,6	-30,5	-104,7	728,4	786,7	306,5	563,3	119,7	196,4	801,2
275,3	757,6	-15,0	-106,7	734,6	786,0	315,3	565,9	122,8	201,6	801,2
280,1	760,1	-14,0	-90,8	738,3	786,9	319,4	565,4	122,8	204,7	801,4
285,0	760,4	-31,0	-79,9	744,2	788,6	323,0	558,2	123,3	203,6	801,1
287,9	758,0	-55,3	-178,9	757,0	788,1	325,6	510,6	123,3	206,7	800,7

Tabela II.11 – Resultados do ensaio da viga VS1 – Deslocamentos verticais

Viga VS1			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquada	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,3	0,06	0,10	0,10
9,9	0,13	0,16	0,16
17,9	0,23	0,23	0,23
20,8	0,27	0,29	0,29
25,2	0,34	0,37	0,37
29,9	0,40	0,39	0,39
35,5	0,47	0,48	0,48
40,5	0,55	0,58	0,61
50,5	0,71	0,70	0,66
60,3	0,90	0,88	0,82
64,9	0,99	0,95	0,90
70,3	1,09	0,97	0,97
75,4	1,19	1,10	1,15
80,4	1,29	1,29	1,14
90,4	1,47	1,40	1,34
95,2	1,57	1,51	1,43
100,0	1,67	1,60	1,54
105,0	1,75	1,64	1,59
110,2	1,86	1,76	1,69
115,1	1,96	1,97	1,76
120,3	2,07	1,99	1,84
125,0	2,19	2,09	1,99
130,0	2,31	2,21	2,10
135,0	2,76	2,69	2,62
140,4	3,13	3,04	3,02
145,2	3,35	-	-
150,0	3,63	-	-
155,1	3,87	-	-
160,3	4,16	-	-
165,3	4,43	-	-
170,4	4,71	-	-
175,2	5,01	-	-
180,2	5,31	-	-
188,6	6,22	-	-

Tabela II.12 – Resultados do ensaio da viga VS2 – Deslocamentos verticais

Viga VS2			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquada	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,2	0,07	0,04	0,11
9,8	0,14	0,14	0,17
15,3	0,21	0,12	0,24
21,0	0,28	0,27	0,32
25,0	0,34	0,31	0,31
30,5	0,40	0,40	0,45
34,8	0,45	0,40	0,44
40,5	0,53	0,49	0,55
44,8	0,59	0,48	0,59
50,3	0,69	0,56	0,61
55,4	0,78	0,72	0,78
60,0	0,88	0,73	0,83
65,0	0,96	0,86	0,90
70,1	1,07	0,92	1,00
75,3	1,22	1,15	1,13
80,0	1,32	1,17	1,26
84,9	1,42	1,30	1,31
90,2	1,52	1,40	1,40
95,1	1,66	1,50	1,57
100,1	1,85	1,67	1,70
105,0	2,02	1,89	1,85
110,2	2,73	2,47	2,68
115,1	2,92	2,59	2,95
120,0	3,50	3,15	3,38
127,9	4,05	3,71	3,90

Tabela II.13 – Resultados do ensaio da viga VS3 – Deslocamentos verticais

Viga VS3			
Carga (kN)	Deslocamentos Médios (mm)		
	Centro	Esquada	Direita
0,0	0,00	0,00	0,00
5,2	0,04	0,15	0,04
9,9	0,10	0,22	0,12
14,9	0,16	0,20	0,12
19,6	0,15	0,34	0,19
25,3	0,23	0,37	0,24
30,0	0,29	0,36	0,32
35,0	0,38	0,46	0,35
40,1	0,45	0,56	0,48
45,1	0,54	0,63	0,54
50,0	0,63	0,70	0,63
54,8	0,75	0,81	0,73
60,4	0,86	0,97	0,80
65,4	0,94	1,01	0,93
70,0	1,05	1,09	1,07
75,3	1,16	1,18	1,11
80,1	1,27	1,29	1,20
85,1	1,39	1,42	1,36
90,3	1,51	1,49	1,53
95,1	1,65	1,69	1,60
100,1	1,90	1,98	1,89
105,2	2,06	2,08	2,06
110,0	2,28	2,41	2,29
115,3	2,42	2,50	2,44
120,0	2,58	2,56	2,59
125,2	2,77	2,69	2,77
130,0	2,95	2,90	2,93
135,2	3,14	3,04	3,07
140,1	3,31	3,16	3,31
145,1	3,50	3,41	3,50
150,2	3,77	3,69	3,75
155,0	3,97	3,85	3,94
160,2	4,19	4,06	4,12
165,1	4,40	4,27	4,37
170,1	4,64	4,53	4,60
175,0	4,87	4,68	4,90
180,0	5,16	4,98	5,13
185,1	5,41	5,26	5,51
190,0	5,71	5,41	5,70
195,0	6,13	5,82	6,17